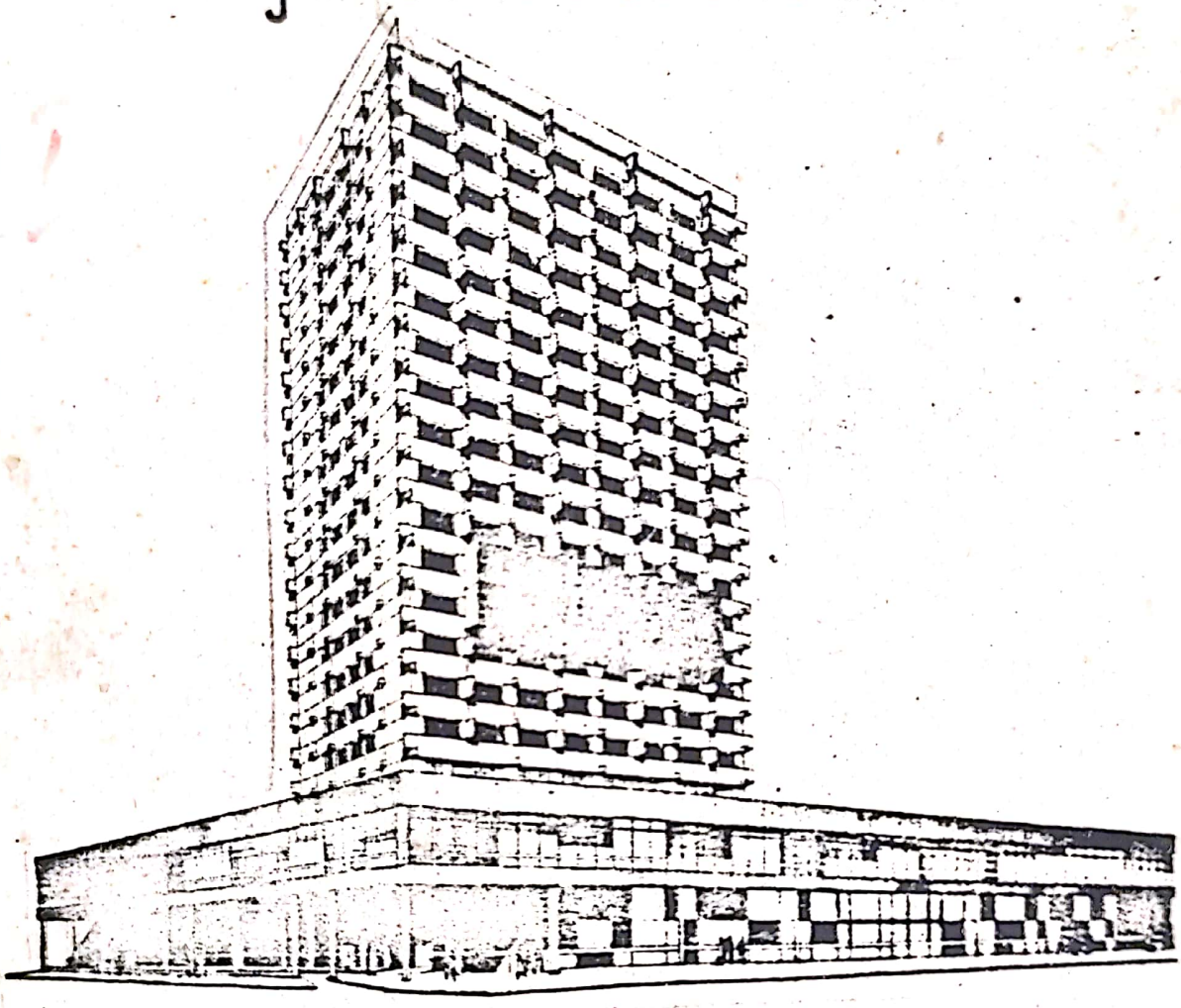
INSTITUTUL POLITEHNIC IASI
FACULTATEA DE CONSTRUCTII

ing. GEORGE I. GEORGESCU



CLĂDIRI ÎNALTE

CU STRUCTURA RIGIDA DIN DIAFRAGME

1975

Scanned with OKEN Scanner

INSTITUTUL POLITEHNIC IASI
FACULTATEA DE CONSTRUCTII
CATEDRA DE CONSTRUCTII CIVILE SI INDUSTRIALE

Sef lucr. ing. George I. Georgescu

CLADIRI INALTE CU STRUCTURA RIGIDA DIN DIAFRAGME

Vol. I.

Dlui ing. V. Vîrlan
cu deosebită stimă și
aleasă prețuire
ing. [illegible]
Iași 26/08.1976

- 1 9 7 5 -

P R E F A T A

Tendinţa de a se construi clădiri înalte s-a impus din ce în ce mai mult şi la noi în ţară , întrucît , printre alte avantaje, oferă soluţia optimă pentru o folosire eficientă a terenului de construcţie , prin realizarea în noile ansambluri de locuinţe a unor suprafeţe locuibile mari ,care pot depăşi cifra prevăzută în recentele reglementări privitoare la sistematizarea teritoriului, de 10.000 - 12.000 m^2 la hectar.

Acest fapt reclamă din partea inginerului constructor o deosebită atenţie în ceea ce priveşte soluţiile adoptate ,atît la proiectarea cît şi la execuţia acestor clădiri.

Avînd în vedere faptul că principalul focar de cutremure situat în munţii Vrancei afectează mai mult de jumătate din teritoriul ţării noastre , răspunderea devine cu atît mai mare ,dacă construcţiile sînt amplasate într-o regiune cu grad sporit de seismicitate , dar mai ales pentru clădirile înalte.

Alegerea judicioasă a structurii de rezistenţă , proiectarea şi calculul ei la acţiunea combinată a sarcinilor verticale şi orizontale , constituie probleme care trebuie luate în considerare încă din faza iniţială a proiectării.

Toate aceste probleme , legate atît de proiectarea şi calculul construcţiilor la acţiunile seismice,cît şi cunoaşterea cît mai exactă a stării de eforturi într-o structură , sînt deci de o mare actualitate pentru inginerul constructor .Ele prezintă interes atît în ceea ce priveşte măsurile corespunzătoare care să asigure o bună comportare a construcţiilor în timpul cutremurelor, cît şi datorită faptului că metodele actuale de calcul pot fi încă

mult perfecţionate .Prin oficializarea metodei dinamice de calcul, încă din anul 1963 , prin elaborarea noilor prescripţii şi recomandări cu privire la calcul şi alcătuirea construcţiilor rezistente la cutremure , conţinute în "Normativul pentru proiectarea construcţiilor civile şi industriale din regiuni seismice P 13-7o," ţara noastră se află şi în acest domeniu la nivelul ţărilor avansate din punct de vedere tehnic , mai ales că o serie de ţări dezvoltate îşi bazează încă prescripţiile de calcul pe metoda statică.

Desigur că problemele legate de calculul structurilor şi de comportarea lor la acţiunea sarcinilor statice şi dinamice sînt foarte complexe . Utilizarea în practica curentă de proiectare a metodei dinamicei liniare, în care se ţine séama de faptul că structurile se deformează sub acţiunea sarcinilor laterale, ipotezele acceptate în prezent prin care se consideră planşeele ca şaibe perfect rigide , cît şi celelalte ipoteze simplificatoare , sînt în general justificate , atît pentru predimensionare cît şi pentru calculele curente.

Lucrarea de faţă se adresează studenţilor Facultăţii de construcţii , ca îndrumar în vederea întocmirii proiectului din anul IV la disciplina de clădiri civile , sau, eventual, a proiectelor de diplomă . Din acest motiv s-a evitat tratarea unor probleme speciale , care, fiind încă susceptibile de modificări şi avînd o complexitate deosebită , n-ar fi făcut decît să sustragă atenţia proiectantului începător de la problemele majore ale metodologiei actuale de calcul.

Astfel, au fost evitate ipotezele legate de rotiri diferite în fundaţii, ipoteza şaibelor elastice , problemele legate de calculul spaţial al structurilor, forme diferite de oscilaţii , centre de rigiditate variabile de la nivel la nivel sau metodele de calcul ale structurilor în domeniul neliniar(deci dincolo de limita elastică) cum ar fi : metoda energetică (denumită şi

tehnica rezervei de energie), metoda analizei numerice, metoda spectrului neliniar de acţiune seismică , etc.

Prin întocmirea lucrării în această formă s-a urmărit:

- avertizarea proiectantului asupra pericolului pe care îl prezintă cutremurele de pămînt şi, ca o consecinţă, sublinierea importanţei care trebuie acordată în proiectare, măsurilor care se impun în vederea anihilării lui, prin conceperea şi alcătuirea unei structuri corespunzătoare .

- măsurile recomandate pot fi considerate ca fiind relativ simple, uşor de executat şi reclamînd cheltuieli minime , atunci cînd sînt luate în faza iniţială a proiectării , în comparaţie cu eventualele modificări sau consolidări care s-ar impune ulterior , în caz de avarie, sau ca măsuri preventive.

- familiarizarea şi însuşirea tehnicii de calcul bazată pe noile prescripţii valabile în ţara noastră ,

- prezentarea metodelor industriale de execuţie, specifice în etapa actuală execuţiei clădirilor înalte cu structură rigidă, evidenţiindu-se faptul că una din principalele cauze care poate contribui singură la distrugerea unei construcţii în urma cutremurelor este şi execuţia defectuoasă.

In general se subliniază faptul că proiectarea unei structuri la acţiunile seismice nu reprezintă numai o problemă de calcul , ci în primul rînd una de concepţie şi de alcătuire structurală corespunzătoare. Dacă structura nu este astfel concepută încît să se adapteze spaţial şi acţiunilor laterale, calculul ei devine convenţional şi deci lipsit de importanţă.

De asemenea , trebuie menţionat faptul că încercările pe modele mici , organizarea calculului cu maşini electronice , modelarea fenomenelor care intervin , încercări pe unele construcţii la scară naturală sau pe modele mari , încercări care s-au făcut

şi se fac pe platforma seismică de mare capacitate construită la Iaşi (efectuate prin filiala INCERC şi Catedra de mecanica construcţiilor de la Facultatea de construcţii), au dus la rezultate valoroase , care permit verificarea valabilităţii unor ipoteze şi pot contribui la perfecţionarea metodologiei de calcul , precum şi la determinarea influenţei unor factori ce nu pot fi prinşi în calculele curente .

Din cele arătate , rezultă că toate aceste probleme oferă un cîmp vast de cercetare , care poate trezi interesul viitorului inginer constructor pentru acest domeniu.

Autorul,

Scanned with OKEN Scanner

Scanned with OKEN Scanner

C A P I T O L U L I

CONSIDERATII GENERALE ASUPRA PROIECTARII SI EXECUTIEI CLDIRILOR INALTE CU STRUCTURA RIGIDA

Din punct de vedere al comportării dinamice , construcţiile cu structură "rigidă " se caracterizează prin faptul că deformaţiile sînt rezultatul efectului dominant produs de forţele tăietoare. La construcţiile "flexibile " , deformaţiile sînt consecinţa efectului dominant al momentelor încovoietoare , în timp ce la structurile "semirigide " deformaţiile sînt rezultatul efectului combinat , produs de momentele încovoietoare şi forţele tăietoare.

Structura rigidă, alcătuită din pereţi portanţi longitudinali şi transversali , din beton armat sau beton simplu ,formînd diafragme verticale în ambele direcţii , spre deosebire de celelalte două tipuri arătate, nu ridică probleme deosebite în execuţie, atunci cînd se utilizează cofraje glisante sau cofraje metalice plane.De asemenea,se pretează şi la realizarea ei integrală din panouri mari prefabricate.

Pentru construcţiile amplasate în regiuni cu grad mare de seismicitate , se impune, încă din faza iniţială a proiectării, adoptarea unor măsuri capabile să asigure o bună comportare a structurii de rezistenţă la acţiunea încărcărilor gravitaţionale şi a celor seismice orizontale. Amintim în primul rînd următoarele :

- alegerea formei în plan şi în spaţiu a construcţiei ,
- alegerea soluţiei funcţionale, care condiţionează dispunerea pereţilor portanţi,

- alegerea variantei de structură rigidă (fagure, celulară, mixtă),

- distribuţia maselor şi volumelor , pe cît posibil simetric,

- distribuţia simetrică a golurilor mari (uşi şi ferestre) în elementele de acelaşi tip ,

- alegerea materialelor corespunzătoare în vederea micşorării greutăţii construcţiei ,

- asigurarea unei bune conlucrări spaţiale a elementelor portante ,

- ancorarea corespunzătoare a celorlalte elemente care nu aparţin structurii de rezistenţă (pereţi despărţitori, elemente arhitecturale , etc).

- soluţionarea favorabilă a problemei fundaţiilor, etc.

Rezultă deci că proiectarea unei structuri la acţiunile seismice nu reprezintă numai o problemă de calcul, ci în primul rînd una de concepţie şi de alcătuire structurală corespunzătoare.

Atenţia deosebită la alegerea soluţiei în plan, în spaţiu şi a celei constructive , pentru construcţiile cu structură rigidă amplasate într-o zonă seismică , se impune mai ales datorită capacităţii oarecum redusă de adaptare la încărcările laterale ,pe care o prezintă acest tip de structură .Capacitatea de disipare a energiei este mai mică la aceste construcţii faţă de structurile în cadre , întrucît diafragmele de beton armat posedă puţine legături capabile să asigure redistribuirea eforturilor în domeniul elastoplastic .In această situaţie buiandrugii sînt singurele elemente care pot funcţiona ca disipatori de energie , consumul de energie obţinîndu-se prin fisurarea sau ruperea lor.

Capacitatea de adaptare la solicitările dinamice cauzate de cutremure , este mai mare deci la construcţiile cu structură flexibilă , care,fiind mai elastice , pot prelua printr-un consum de energie interioară în timpul deformării , o bună parte din forţele

de inerţie apărute în construcţie în momentul cutremurului .Aceste structuri conduc deci la un mecanism satisfăcător în ceea ce priveşte adaptarea spaţială peste limita elastică.

Avantajele pe care le prezintă însă structurile rigide sub aspectul tehnico-economic , datorită micşorării duratei de execuţie , asigurării continuităţii lucrărilor pe timp friguros în condiţiile industrializării , au făcut ca în ultimii ani execuţia unor clădiri cu structura rigidă din beton armat sau din beton, să ia o dezvoltare din ce în ce mai mare , fie că este vorba de o construcţie pe diafragme executate monolit (în cofraje plane de inventar sau în cofraje glisante), sau de construcţii executate din panouri mari , (în tabelele 5 şi 6 din anexă se prezintă cîteva aspecte din execuţia unor lucrări la T.J.C.Iaşi, la construcţii din panouri mari şi respectiv asupra duratei de execuţie la ridicarea structurilor de rezistenţă la clădiri cu P + 9 nivele, executate în cofraje glisante şi în cofraje din panouri de inventar).

Structura rigidă din beton armat se adoptă în următoarele variante:

- structura " fagure "
- structura " celulară "
- structura " mixtă "

1.1. Structura " fagure "

Se caracterizează prin aceea că diafragmele transversale sînt dese , creindu-se travei reduse , de 2,4o - 4,8o m (fig.I.1)

La construcţiile cu structura concepută în această variantă multitudinea pereţilor portanţi , alcătuiţi din diafragme de beton armat ,face ca eforturile în aceste elemente să aibă valori mici , ceea ce duce la un consum foarte redus de oţel beton (cca 2o Kg/m^2 desfăşurat).Armăturile sînt dispuse pe considerente constructive

Scanned with OKEN Scanner

şi se pun mai ales în zonele în care eforturile unitare depăşesc anumite valori.

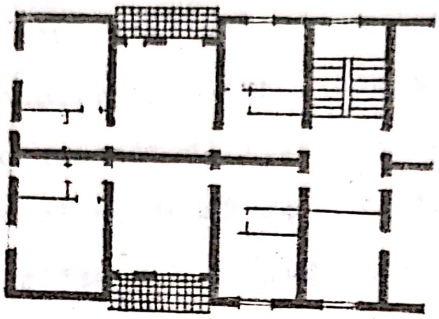


Fig. I.1
Structură fagure.

Construcţia are o mare rigiditate statică , cu o bună conlucrare spaţială între diafragmele verticale (pereţiii portanţi) şi cele orizontale (planşeele).

Structura tip fagure prezintă însă dezavantajul că nu oferă posibilitatea sporirii gradului de confort conform unor cerinţe ulterioare , partiul ne mai putînd suferi modificări . De asemenea, un alt dezavantaj îl prezintă şi faptul că se obţin în general camere "comandate ", datorită traveelor reduse care se pot realiza cu acest tip de structură.

1.2. Structura " celulară "

Acest tip de structură oferă o mai mare libertate în compoziţia partiului, datorită faptului că diafragmele transversale sînt mult rărite , obţinîndu-se astfel travei mari (peste 4,8o m.). De data aceasta , diafragmele sînt dispuse între grupuri de camere , permiţînd obţinerea unui grad sporit de confort prin realizarea de încăperi "necomandate " (Fig.I.2.)

Un alt avantaj pe care îl prezintă acest tip de structură este şi acela că oferă posibilităţi sporite în evoluţia spre sporirea gradului de confort, prin realizarea de " partiuri flexibile" , care permit deci modificări ulterioare ale zidurilor portante despărţitoare , pentru a răspunde unor noi cerinţe funcţionale.

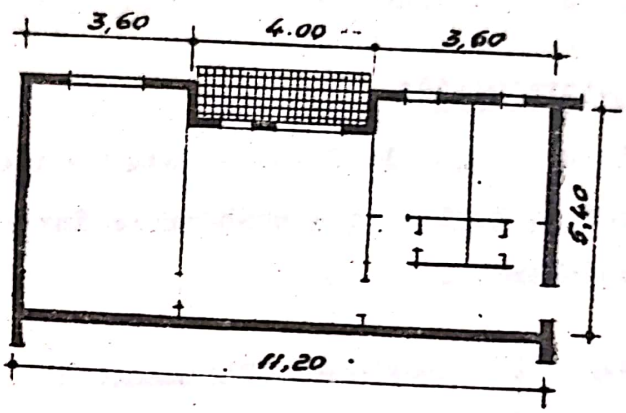


Fig. I.2
Distribuţia în plan a unui apartament, la structura celulară.

Dispunerea mai rară a diafragmelor verticale face casele să fie mai puternic solicitate , fapt care conduce la utilizarea lor mai raţională .Dar comportarea lor din punct de vedere seismic este în special favorabilă datorită faptului că în cea mai mare parte diafragmele sînt fără goluri , eliminîndu-se astfel concentrările mari de eforturi , care apar de obicei în zonele ce mărginesc golurile. De asemenea , această situaţie duce la micşorarea greutăţii construcţiei.

Un alt avantaj al structurii celulare este şi faptul că se pot realiza construcţii cu diafragme dispuse simetric , chiar şi la clădirile la care este nevoie numai de cîteva încăperi cu suprafeţe mai mari , cum ar fi : sălile de lectură la căminele studenţeşti , birouri mari sau săli de conferinţă la clădirile adminis-

trative , holuri mari la hotele , etc.

La structura"celulară" diafragmele orizontale (planşeele) se pot executa în două variante :

- cu planşeul rezolvat ca o dală groasă de circa 16 cm , pe toată suprafaţa travesi ,

- cu planşeul din placă rezemată pe grinzi intermediare.

Soluţia primă are avantajul că realizează un planşeu cu o bună rigiditate în planul orizontal , datorită masivităţii elementului, care asigură în acelaş timp şi o bună izolare acustică.

1.3. Structura"mixtă"

Se adoptă în situaţiile în care este nevoie numai de cîteva încăperi cu suprafeţe mari , ca o combinaţie între varianta "fagure " şi "celulară ".

Consideratii si recomandări constructive

La alegerea soluţiei funcţionale a clădirilor , trebuie să se ţină seama , încă din faza iniţială a proiectării , de asigurarea unei comportări optimă antiseismică a structurii respective, precum şi de unele măsuri de protecţie de ordin general , din care menţionăm :

- alegerea judicioasă a amplasamentului , evitîndu-se fundarea pe terenuri necorespunzătoare din punct de vedere seismic; se vor evita astfel amplasamente în zonele de discontinuităţi tehtonice , fundarea pe terenuri alunecătoare,maluri,rîpe,umpluturi etc.

- Se recomandă alegerea unei forme convenabile în plan a clădirii .Cea mai convenabilă formă este cea patrată , întrucît pe ambele direcţii ale clădirii se pot prevedea atît diafragmele verticale cît şi cele orizontale , cu rezistenţe şi rigidităţi apropiate , construcţia prezentînd astfel după orice direcţie a şocului seismic o egală rezistenţă ; forma dreptunghiulară este de asemenea preferabilă, prezentînd avantaje mai mari cu cît se apro-

pie de patrat.

- Este bine să se evite clădiri cu forme în plan de L, T, U, etc..., avînd deci pereţii exteriori frînţi. In timpul cutremurelor pereţii paraleli cu direcţia forţei seismice , acţionează ca un berbec , la colţurile intrînde , asupra celor de pe direcţia transversală, transmiţînd astfel şocul seismic asupra lor, fapt care poate duce la prăbuşirea acestor pereţi, mai ales dacă planşeele au rigiditate mică . Ori de cîte ori motive de ordin funcţional sau arhitectonic reclamă însă folosirea acestor forme frînte, se vor crea rosturi antiseismice care să dividă clădirea în tronsoane cu forme în plan apropiate de patrat sau dreptunghi ,avînd fiecare conturul închis şi lucrînd independent unele de altele. (fig.I.3).

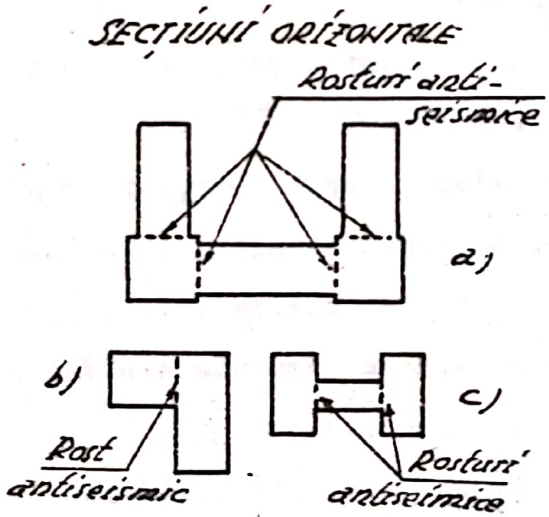


Fig. I. 3
Dispunerea rosturilor antiseismice

Necesitatea introducerii rosturilor antiseismice se impune şi în situaţia în care :

a. Construcţia avînd înălţimi diferite , prin introducerea unuia sau mai multor rosturi antiseismice se obţine o uniformizare a înălţimii pe tronsoane (fig.I.4).

b. Construcţia este fundată pe un teren cu rezistenţe mecanice diferite,

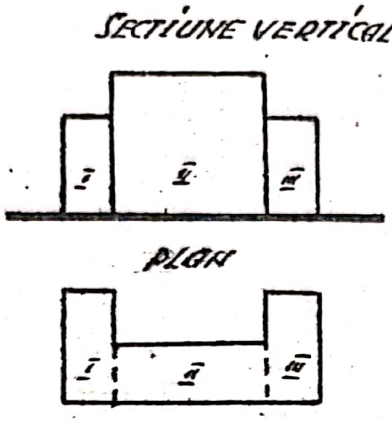


Fig. I. 4
Uniformizarea înălţimii pe tronsoane

c. Se urmăreşte o limitare a dimensiunilor maxime în plan.

d. Se utilizează, pe anumite porţiuni , materiale cu proprietăţi mecanice diferite .

e. Construcţia avînd pe unele porţiuni rigidităţi diferite sau o disimetrie în concentrarea maselor, prin introducerea rosturilor antiseismice se evită aceste disimetrii.

f. Construcţia nu are în plan una din formele simple recomandate (patrat sau dreptunghi).

g. Construcţia trebuind să fie prevăzută cu subsol numai pe o porţiune anumită , prin introducerea rostului antiseismic se separă partea de clădire cu subsol de cea fără subsol.

Se va căuta pe cît posibil ca rosturile antiseismice să corespundă cu cele de dilataţie sau de tasare .Profesorul englez George Atkinson recomandă ca lăţimea rostului antiseismic să se determine în raport cu înălţimea construcţiei , astfel ca secţiunea de rupere (rostul antiseismic) să aibă o lăţime de 2,5 cm pentru o construcţie de 6 m înălţime , la care se adaugă 2,25 cm pentru

fiecare 3 m (sau fracţiune suplimentară). Conform aceleaşi recomandări , din motive de ordin practic , se poate lua o lăţime minimă de 2o cm .

Dimensiunea minimă a rostului antiseismic se poate determina şi cu ajutorul relaţiei:

$$\delta = 2 + 4o \left(C_1 \cdot T_1^2 \frac{H}{H_1} + C_2 \cdot T_2^2 \cdot \frac{H}{H_2}\right)$$

în care:

δ = lăţimea rostului în cm.

C_1, C_2=coeficienţii seismici ai celor două construcţii sau tronsoane alăturate,

T_1, T_2=perioadele fundamentale de vibraţie ale celor două construcţii sau tronsoane alăturate , în sec.

H_1, H_2= înălţimile celor două construcţii sau tronsoane alăturate ,

H = cea mai mică dintre înălţimile H_1 şi H_2.

- Distribuţia simetrică a maselor şi volumelor, precum şi a rigidităţilor elementelor portante, limitează în cea mai mare parte efectele defavorabile de torsiune generală la acţiunea încărcărilor seismice .

Printr-o distribuţie simetrică a diafragmelor verticale faţă de axele principale ale construcţiei , efectele de torsiune pot fi evitate în mare măsură, cu condiţia ca diafragmele simetrice să aibă aceleaşi caracteristici elasto-geometrice , fapt care se poate realiza prin amplasarea simetrică a golurilor de acelaşi tip , avînd aceleaşi dimensiuni şi aceeaşi poziţie.

O distribuţie nesimetrică a diafragmelor sau a rigidităţilor (obţinută şi în cazul în care deşi diafragmele verticale de acelaşi fel sînt dispuse simetric , dar au rigidităţi diferite) face ca " centrul de rigiditate " să fie mult diferit de " centrul de masă " al clădirii , ceea ce duce la apariţia momentelor de tor-

siune în planul clădirii , care vor fi evident cu atît mai mari cu cît excentricitatea acestor două centre este mai mare (fig.I.5)

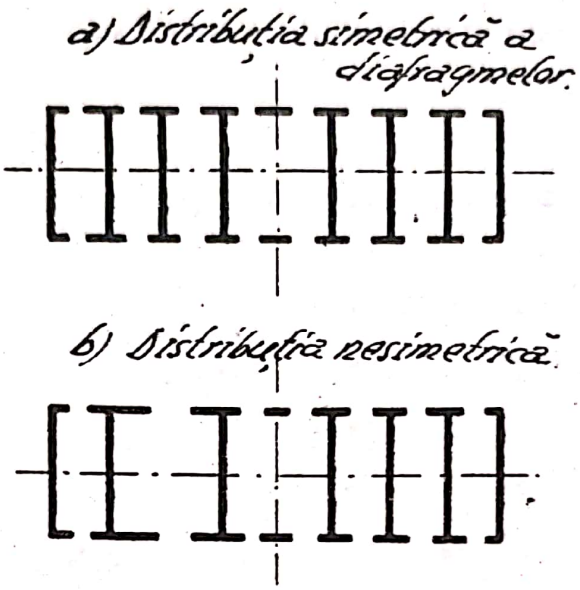


Fig. I 5

Această situaţie atrage după sine şi o concentrare mare a forţelor seismice în anumite elemente de rezistenţă ale clădirii, motiv pentru care trebuie evitată.

Trebuie remarcat totuşi faptul că şi în cazul respectării acestor măsuri, efectele de torsiune nu vor putea fi complet eliminate , fie datorită încărcării asimetrice a planşeelor ,fie datorită neomogenităţii materialelor de construcţie, a neomogenităţii eventuale a terenului de fundaţie, a unei execuţii necorespunzătoare , etc. Toţi aceşti factor contribuie deci ca proiecţia "centrului de masă " în planul orizontal al construcţiei , să nu coincidă cu aceea a " centrului de rigiditate " şi conduc la apariţia momentelor de torsiune . Nerespectarea recomandărilor menţionate , nu ar face însă decît să sporească aceste efecte.

- Se recomandă , de asemeni , să se aleagă structura cu scheme cît mai clare şi simple, pentru ca transmiterea eforturilor din încărcările gravitaţionale şi seismice la terenul de fun-

dație să se facă cît mai simplu și direct.

- Se va urmări ca scurgerea eforturilor către punctele de rezemare și amortizarea lor, să se facă fără depășiri locale de rezistență , periculoase, prevăzînd legături adecvate între elementele structurale și cele nestructurale ale clădirii.

- O legătură adecvată se impune și pentru elementele care nu conlucrează la preluarea și transmiterea sarcinilor seismice (ziduri autoportante , coșuri de ventilație, etc..) ele trebuind să fie bine ancorate de elementele structurale,pentru a nu provoca victime omenești sau avarii , în eventualitatea prăbușirii lor în timpul cutremurului.

- Alegerea soluțiilor constructive precum și a materialelor de construcție trebuie să se facă astfel încît greutatea proprie a construcției să fie cît mai mică.

- Se recomandă , de asemenea , alcătuirea de structuri cu capacitate ridicată de disipare a energiei imprimate de cutremur , prin proprietățile de amortizare a vibrațiilor și de deformare plastică în regim de solicitări repetate ; și din acest punct de vedere , alegerea materialelor joacă un rol important.

- Prin realizarea unei bune conlucrări spațiale între elementele portante ale construcției se va realiza o carcasă antiseismică . In acest caz , construcția se va comporta în timpul cutremurului ca un solid unitar fixat pe pămînt , ce va fi solicitat în totalitatea lui.

- In situația în care conlucrarea spațială între elementele portante ale construcției nu este bine realizată, aceste elemente vor fi considerate ca lucrînd independent .Ele vor fi dimensionate pentru a putea prelua , în această situație, încărcările seismice orizontale, acționînd după orice direcție.

- Nu se vor adopta soluții constructive și funcționale care ar putea duce la creșterea greutății etajelor superioare față de

cele inferioare .S_e va evita astfel creşterea momentului încovoietor din secţiunea de bază a construcţiei (produs de forţele laterale) precum şi a forţelor tăietoare de la partea superioară a clădirii .

In ceea ce priveşte fundaţiile , menţionăm că :

- influienţa sarcinilor seismice scade cu adîncimea ,motiv pentru care este bine să se prevadă fundaţii cît mai adînci (minimum 2 m adîncime), asigurîndu-se astfel o mai bună conlucrare teren de fundaţie - structură .

Cercetări efectuate în Japonia au arătat că amplitudinea deplasărilor unor particule din terenul de fundaţie , scade mult cu adîncimea .

Fenomenul a fost exprimat prin relaţia :

$$Y = e^{-\frac{K}{T_t}}$$

unde:

Y = raportul dintre amplitudinile în teren , la adîncime şi la suprafaţă ;

e = 2,71828 , baza logaritmilor naturali .

K = constantă, proporţională cu adîncimea la care se află particula din terenul de fundaţie.

T_t =perioada oscilaţiilor terenului de fundaţie, produse de cutremur.

Diagrama alăturată (fig.I.6) reprezintă această lege de variaţie

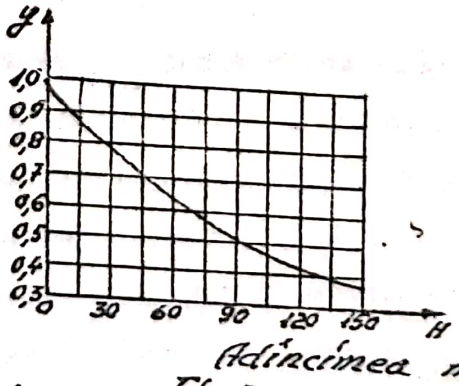


Fig. I 6

Influenta adîncimii la care se află particula, asupra valorii amplitudinii

- Realizarea unei cutii rigide pentru fundaţie reprezintă o soluţie foarte bună , care îmbunătăţeşte condiţiile de comportare a construcţiei la solicitările seismice.Cutia rigidă se poate realiza prin legarea planşeului peste subsol şi a radierului,de pereţii exteriori şi interiori ai subsolului.

- Pentru a asigura o conlucrare mai bună între teren şi fundaţie ,care să mărească gradul de încastrare a construcţiei în teren, se vor face legături antiseismice , atît la fundaţiile pe

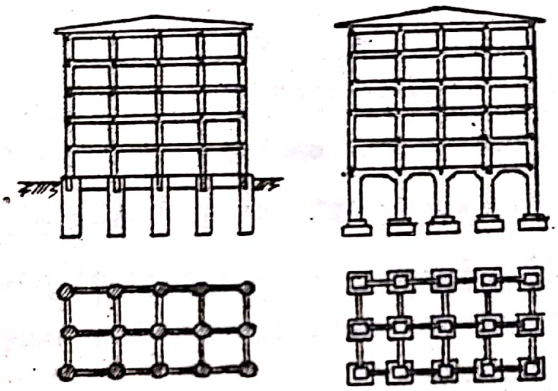


Fig. I 7
Legături antiseismice la fundaţii izolate de adîncime

tălpi, dar mai ales la fundaţiile izolate.

Legăturile antiseismice au şi rolul de a lega la nivelul terenului , fundaţiile de adîncime pe stîlpi şi piloţi (fig.I.7).

Problema influenţei terenului de fundaţie asupra eforturilor care iau naştere într-o structură în timpul cutremurelor ,este extrem de complexă şi nu a fost încă complet elucidată .In urma studiilor şi observaţiilor făcute , s-a constatat că pe terenurile mai slabe , comportarea cea mai bună au avut-o clădirile cu structură rigidă din beton armat sau din zidărie de cărămidă., în timp ce clădirile cu structură flexibilă se comportă mai bine cînd sînt

fundate într-un teren rezistent.

La clădirile cu structură rigidă , efectul de şoc este cel care predomină în timp ce efectul dinamic este mic , iar fenomenele de oscilaţie proprie ale clădirii sînt extrem de reduse , datorită rigidităţii mari a construcţiei şi influenţei pronunţate a amortisării . Dimpotrivă , la clădirile cu structură flexibilă efectul de şoc nu mai constituie factorul hotărîtor în ceea ce priveşte solicitarea structurii, dar predomină în schimb efectul dinamic produs de oscilaţiile forţate şi de oscilaţiile libere ale construcţiei.

- Trebuie să se ţină seama de particularităţile amplasamentului clădirii (declivităţi , spaţii de circulaţie etc ..) întrucît ele pot influenţa tehnologia de execuţie .Trebuie să se aibă în vedere la alegerea formei în plan a construcţiei şi faptul că macaralele disponibile să poată deservi întreaga suprafaţă a clădirii , la toate nivelele .

- Tronsoanele se vor limita la lungimi de 35 - 4o m prin introducerea de rosturi .La rosturile de dilatare, de tasare sau antiseismice , se vor prevedea doi pereţi paraleli de beton, recomandîndu-se executarea concomitentă a ambelor tronsoane de o parte şi de alta a rostului.

- Trecerea bruscă pe înălţime de la o rigiditate la alta trebuie în general evitată , motiv pentru care nu se recomandă ca structurile înalte pe diafragme să fie prevăzute cu parterul flexibil , întrucît această situaţie duce la concentrări puternice de eforturi.

Pe de altă parte , în legătură cu execuţia , întrucît dezvoltarea continuă a societăţii noastre cere construcţii numeroase, unele cu funcţiuni din ce în ce mai complexe , singura cale capabilă să asigure executarea unui volum aşa de mare de construcţii,

în termene din ce în ce mai scurte , a reprezentat-o introducerea metodelor industriale de execuţie. Aceste metode au reuşit să transforme activitatea sezonieră tradiţională , într-o activitate industrială cu producţie continuă . Sporirea neîntreruptă a volumului de locuinţe, în condiţiile reducerii preţului de cost , impune însă o preocupare permanentă pentru extinderea , diversificarea şi perfecţionarea actualelor metode industriale de execuţie , precum şi pentru găsirea unor noi soluţii industriale din ce în ce mai perfecţionate .

In etapa actuală, în condiţiile ţării noastre , execuţia cu eficienţă maximă a clădirilor de locuit şi social-culturale cu structură rigidă, este posibilă prin aplicarea tehnologiilor industrializate la care se utilizează:

a. Cofraje glisante

b. Cofraje metalice plane şi folosirea parţială de panouri mari (la faţade) .

c. Realizarea integrală a structurii de rezistenţă din panouri mari.

Primele două metode, sînt specifice , deocamdată, execuţiei clădirilor înalte, urmînd ca în anul 1975 să se treacă la execuţia clădirilor înalte realizate integral din panouri mari prefabricate.

Dintre toate tipurile de structuri arătate, cel mai indicat tip de structură care se poate executa utilizînd una din tehnologiile industrializate menţionate mai sus , este structura rigidă , alcătuită din pereţi portanţi longitudinali şi transversali , din beton armat sau din beton, formînd diafragme verticale în ambele direcţii. Prin dispunerea ortogonală a diafragmelor se asigură o comportare optimă a întregii structuri la solicitări seismice.

Trebuie subliniat faptul că comportarea în ansamblu a unei construcţii la acţiunea distructivă a şocurilor seismice depinde în mare măsură, printre alţi factori şi de calitatea execuţiei.

Eventualele erori de execuţie (utilizarea unor betoane slabe ,plasarea greşită a armăturilor , dezaxări ale elementelor verticale de rezistenţă , îmbinări defectuoase , segregări ale betonului etc..) pot duce singure la distrugerea unei construcţii în timpul cutremurului , chiar dacă celelalte prescripţii de calcul şi proiectare au fost respectate.

Primele structuri pe diafragme realizate la noi în ţară au fost executate la Bucureşti, în anul 1959 , la ansamblul de 1.000 apartamente construit în Piaţa Palatului .Utilizarea cofrajelor glisante s-a făcut pentru prima dată în anul 1960, la Mamaia ,unde s-au construit trei hoteluri cu cîte 11 niveluri.

In desenele din anexă (vol.II) , se dau cîteva soluţii funcţionale , care ţin seama în mare măsură de recomandările făcute în acest capitol.

Scanned with OKEN Scanner

C A P I T O L U II

CONSIDERATII GENERALE ASUPRA TEHNOLOGIEI DE EXECUTIE A CLADIRILOR CU STRUCTURA RIGIDA

2.1. Structuri executate în cofraje glisante

Una din metodele capabile să asigure industrializarea executării clădirilor înalte este metoda cofrajelor glisante , construcţiile înalte reprezentînd prin excelenţă domeniul optim de utilizare a ei.

Folosirea cofrajelor glisante la construirea clădirilor înalte , permite executarea rapidă a pereţilor portanţi alcătuiţi din beton şi beton armat , prin utilizarea unui cofraj de înălţime redusă , montat la baza construcţiei şi suspendat prin intermediul unor dispozitive sau elemente rezemate pe fundaţie, astfel încît să poate fi ridicat treptat , pe măsura întăririi betonului turnat în cofraj.

Prin realizarea unui lanţ tehnologic complex, cu pasul dinainte fixat , se asigură o viteză medie de turnare a pereţilor, suficientă în condiţiile de vară executării unui etaj pe zi. In afară de rapiditatea execuţiei , un alt mare avantaj pe care îl prezintă metoda cofrajelor glisante este şi faptul că se elimină complet schelele şi eşafodajele ajutătoare, realizîndu-se astfel faţă de metodele tradiţionale de execuţie, economii de manoperă şi materiale.

Datorită avantajelor pe care le oferă şi a posibilităţilor largi de adaptare, metoda cofrajelor glisante are un cîmp vast de aplicare la executarea diferitelor tipuri de construcţii civile (locuinţe, clădiri administrative sau social-culturale). Utiliza-

rea ei la noi în ţară , la astfel de clădiri, se face începînd cu anul 1960.

Avantajele aplicării acestei metode devin cu atît mai importante cu cît înălţimea construcţiei este mai mare (minimum 7 niveluri), cu cît acelaşi tip se repetă de mai multe ori , asigurîndu-se astfel reutilizarea aceluiaşi cofraj glisant şi totodată un front de lucru continuu . Pe măsură ce creşte înălţimea glisată H şi numărul de construcţii identice "n" se micşorează toate consumurile specifice şi astfel aplicarea metodei devine mai avantajoasă.

In afară de executarea pereţilor portanţi , metoda cofrajelor glisante permite şi executarea celorlalte lucrări specifice construcţiilor civile : planşee, montarea tîmplăriei, finisaje etc... creindu-se în acest scop o tehnologie de execuţie specifică construcţiilor civile.

Tipul cel mai indicat de structură care se poate executa utilizînd metoda cofrajelor glisante este structura rigidă , alcătuită din pereţi portanţi longitudinali şi transversali ,formînd diafragme verticale în ambele direcţii.Utilizarea cofrajelor glisante la executarea construcţiilor semirigide sau flexibile,avînd structura de rezistenţă din cadre de beton armat, care conlucrează sau nu cu pereţii de umplutură , pune probleme mai greu de rezolvat , motiv pentru care se recomandă numai în cazuri excepţionale, la executarea stîlpilor.

Totuşi, pentru tehnologia de realizare a structurilor în cofraje glisante, se prevede o scădere faţă de celelalte tehnologii industriale de execuţie, de la 12,3% cît reprezenta în volumul total de locuinţe în anul 1969, la 4,5% în anul 1975, din următoarele motive :

- prezintă eficienţă mai mare în special la construcţiile de locuit cu multe nivele.

- reînoirea actualelor cofraje glisante aflate în funcţie ar necesita un volum important de material lemnos de calitate superioară,

- prezintă un consum sporit de manoperă faţă de celelalte soluţii industrializate ; un consum sporit de materiale (oţel,ciment, lemn) şi un cost mai mare faţă de soluţia care utilizează cofraje metalice plane.

- necesită personal tehnic şi formaţii de muncitori specializaţi în astfel de lucrări.

Cu toate acestea, faţă de metodele tradiţionale de execuţie, metoda cofrajelor glisante prezintă numeroase avantaje, specifice tehnologiilor industrializate.

Pentru ca metoda să devină avantajoasă , trebuie să se asigure o reutilizare suficientă a cofrajului glisant , capabil să realizeze o înălţime de glisare de peste 2oo m .Acest fapt reclamă un număr convenabil de construcţii identice apropiate , fiecare cu minimum 7 niveluri . Astfel, de exemplu, înălţimea totală de glisare recomandată mai sus , poate fi asigurată de circa 8 construcţii identice , cu 7 - 8 niveluri fiecare. De fapt, în realitate, numărul de utilizări a unui cofraj glisant obişnuit poate fi mai mare, ajungîndu-se la 8 - 12 ori pentru cofrajul din lemn căptuşit cu tablă , de 14 - 2o ori la cofrajele tipizate din placaj de exterior căptuşit cu tablă şi de 6o - loo ori la cofrajele de inventar cu panouri tipizate metalice.

Numărul de refolosiri echivalente se determină cu relaţia:

$$N = n \cdot \frac{H}{h}$$

în care: n = numărul de construcţii executate cu acelaşi cofraj ;

H = înălţimea construcţiei ;

h = înălţimea panoului de cofraj glisant.

Pentru un cofraj glisant obişnuit cu h = 1,oo -1,2o m.

se obţine o refolosire echivalentă de cca 15o - 5oo ori.

La construcţiile civile, cofrajele glisante s-au utilizat pentru prima dată în Suedia , între anii 1949-195o.

La noi în ţară, primele construcţii civile au fost executate prin această metodă în anul 196o , la Mamaia unde s-au construit mai multe hotele cu 11 nivele fiecare. Experienţa acumulată la executarea acestor construcţii a permis extinderea ulterioară pe scară largă a metodei , confirmîndu-se pe deplin posibilitatea de aplicare şi avantajele pe care le prezintă.Dintre acestea subliniem următoarele :

- monolitismul creat între pereţii portanţi pe ambele direcţii , realizează o conlucrare spaţială care asigură o bună comportare a structurii la încărcările orizontale,

- se asigură o viteză mare de execuţie ,

- se realizează un lanţ tehnologic complex, analog fluxului tehnologic dintr-o secţie industrială, care permite efectuarea simultană a numeroase operaţii, executate succesiv în metodele clasice .Se asigură astfel continuitatea lucrului şi se elimină timpii morţi şi strangulările care apar inevitabil la celelalte metode de execuţie .

- elimină schelele şi eşafodajele , întrucît : se asigură executarea cu un singur cofraj de înălţime redusă a pereţilor la construcţii de mare înălţime ; pereţii odată executaţi servesc ca suport pentru montarea cofrajelor sau a prefabricatelor pentru planşee ; pereţii realizaţi după trecerea cofrajului glisant sînt parţial sau complet finisaţi , iar pentru efectuarea unor corecturi ulterioare putîndu-se utiliza nacele sau schele suspendate.

- Se realizează economii importante de manoperă , utilaje şi materiale prin : mecanizarea pe scară largă a operaţiilor pe şantier; refolosirea cofrajului glisant la lucrări similare ; eliminarea schelelor şi eşafodajelor ; reducerea finisajului la un strat

subţire de tinci , de 3 - 7 mm grosime , întrucît suprafaţa pereţilor rezultaţi după glisare nu mai reclamă tencuieli obişnuite de 2o - 25 mm.

- Se elimină caracterul sezonier al lucrărilor de construcţii , asigurîndu-se continuitatea lor în tot timpul anului, prin adoptarea unor măsuri care să garanteze calitatea betoanelor turnate şi pe timp friguros .

Pereţii portanţi realizaţi prin glisare prezintă dezavantajul că nu mai pot suferi modificări ulterioare , impuse, în perioada exploatării construcţiei, din diferite motive.

In ceea ce priveşte condiţiile de aplicare a metodei cofrajelor glisante, ele reclamă în primul rînd o perfectă organizare pentru a se putea asigura continuitatea lucrului ziua şi noaptea , evitîndu-se întreruperea lucrului , pe cît este posibil , în perioada turnării betonului. De asemenea, atît montarea cofrajelor cît şi a armăturilor trebuie să se facă foarte corect , admiţîndu-se abateri minime , de ordinul milimetrului . Acest fapt reclamă din partea întregului personal al şantierului , calităţi profesionale deosebite.

In ceea ce priveşte executarea lucrărilor pe timp friguros, sînt necesare măsuri speciale atunci cînd temperatura minimă a aerului coboară sub + 5°C.

Pînă la atingerea rezistenţei critice , variaţia temperaturii influenţează considerabil atît priza cît şi întărirea betonului. Rezistenţa critică a betonului este apreciată la 5o daN/cm^2, fiind considerată rezistenţa pe care o atinge betonul la o anumită vîrstă, în funcţie de anumiţi factori şi la care structura lui nu se mai modifică , pînă la temperaturi de - 17°C.

Pentru atingerea rezistenţei critice de 5o daN/cm^2 este necesară menţinerea betonului, timp de 2 - 3 zile , la temperatura de circa + 15°C, care trebuie să o aibă în momentul introducerii lui

în cofraj . In acest scop se amenajează incinte de protecţie pentru încălzirea spaţiului închis, sau se procedează la accelerarea întăririi betonului prin tratamente termice.

Pentru atingerea temperaturii minime de +15°C . a betonului proaspăt , se procedează astfel :

- se încălzeşte apa de amestec între + 5o°C şi +7o°C cînd temperatura exterioară coboară sub 1o°C,

- se încălzesc agregatele , atunci cînd temperatura exterioară coboară sub o°C .La temperaturi joase, sub - 15°C este necesar un calcul termotehnic în vederea stabilirii temperaturii de încălzire a agregatelor. Uniformizarea temperaturii amestecului se face prin prelungirea duratei de amestec în betonieră.

Transportul betonului la şantier se face cu mijloace de transport izolate termic . De asemeni , pentru evitarea pierderilor de căldură , betonul trebuie introdus în cofraj în termenul cel mai scurt posibil, evitîndu-se staţionarea lui pe platformele de lucru.

2.2. Structuri executate în cofraje metalice plane

Folosirea cofrajelor plane universale se pretează la o gamă practic nelimitată şi foarte variată de clădiri de locuit şi social culturale, pentru execuţia pereţilor portanţi din beton monolit şi a prefabricatelor grele necesare realizării celorlalte elemente structurale: planşee , scări, pereţi exteriori etc...

Pentru această tehnologie de execuţie a structurilor cu cofraje metalice plane şi folosirea parţială de panouri mari ,se prevăd cele mai ridicate ritmuri de creştere ,astfel încît de la 2,2 % din volumul de locuinţe executate în anul 1969 să se ajungă la 32% în anul 1975.

Această tehnologie prezintă numeroase avantaje , din care menţionăm:

- Gradul mare de universalitate al cofrajelor , care pot fi utilizate atît la construcţiile înalte cît şi la cele cu mai puţine niveluri.

- Asigură acelaşi grad de industrializare ca şi construcţiile realizate integral din panouri mari , în ceea ce priveşte consumul de manoperă , consumurile de materiale(oţel , ciment) iar costurile sînt mai reduse decît la soluţiile construcţiilor din panouri mari.

- Asigură construcţiilor un grad sporit de monolitizare şi prin aceasta , o comportare corespunzătoare la acţiunea sarcinilor orizontale .

- Oferă posibilitatea creerii unei varietăţi arhitectonice, practic nelimitată.

- Prin execuţia pereţilor portanţi din beton monolit se elimină transportul de la fabrică la şantier a unor elemente prefabricate grele .

- Elimină sprijinirile necesare în cazul montării pereţilor din panouri mari, întrucît cofrajele plane universale au asigurată prin construcţia lor , stabilitatea la montaj.

- Prin eşalonarea raţională a lucrărilor de execuţie se asigură reutilizarea imediată a cofrajelor şi deci folosirea lor eficientă.

- Se pot obţine economii de manoperă şi se permite realizarea unui ritm de execuţie accelerat , prin folosirea de elemente prefabricate la faţadă (panouri de faţadă) , pereţi despărţitori şi scări .

- Pereţii executaţi în cofraje metalice plane prezintă, după decofrare, calităţi deosebite care permit aplicarea unor soluţii simple de finisaj, cu consum redus de manoperă şi materiale, cum ar fi : rectificări cu mortar de ciment la muchiile elementelor îmbinate (pereţii din beton monolit cu panourile prefabricate de

fațadă sau planșee); executarea unui strat suport pe care se poate aplica zugrăveli sau vopsitorii obișnuite , realizat din glet de var - ipsos , în grosime maximă de o,6 mm la încăperile cu umiditate relativă sub 6o% și din glet de ipsos cu aracet E.5o, la încăperile cu umiditate peste 6o%. La pereții realizați în condiții corespunzătoare se pot aplica direct tapete sau placaje din faianță, plăci PVC, PFL melaminat și lipite cu soluții pe bază de prenadez SB, sau aracet E 5o.

Cînd suprafața de nivel a unei construcții este mai mică de 5oo m^2 , eficiența aplicării procedeului tehnologic care folosește cofrajele plane universale devine reală numai dacă sînt amplasate cel puțin două clădiri de același tip, suficient de apropiate pentru a fi executate concomitent cu același set de cofraje. In cazul construcțiilor izolate , suprafața construibilă pe nivel trebuie să fie de cel puțin 5oo m^2.

2.3. Structuri din panouri mari.

La noi în țară, s-au executat pînă în prezent din panouri mari numai clădiri cu P + 4 niveluri, urmînd să se treacă în cursul acestui an la executarea unor clădiri înalte.

Prefabricarea integrală a elementelor portante ale construcțiilor (pereți, planșee , scări etc ..) sub formă de panouri mari, prefinisate și echipate de la fabricare , asigură o eficiență deosebită în construcția de locuințe. Procesele de lucru , care necesită un mare volum de muncă pe șantier , sînt transferate în acest caz în fabrici și poligoane , ceea ce permite ca operațiile pe șantier să se rezume în principal la montarea și asamblarea panourilor .Consumul de manoperă la clădirile cu puține niveluri executate la noi în țară din panouri mari ,este redus, față de clădiri similare realizate din zidărie portantă , cu 7oo-8oo ore/apartament. La clădirile înalte și foarte înalte executate în străinătate din

panouri mari (cu P + 2o E) se constată aceeaşi productivitate sporită faţă de celelalte procedee de execuţie.

Executarea clădirilor din panouri mari asigură continuarea lucrărilor pe timp friguros, mult mai uşor şi mai economic decît oricare alt procedeu de execuţie. Prefabricarea integrală prezintă un accentuat caracter evolutiv, cu posibilităţi de perfecţionare continuă ,care i-au asigurat extinderea pe scară largă şi aplicarea lui la execuţia clădirilor înalte .

Tehnologia de realizare a structurilor integral din panouri mari , urmează să capete o dezvoltare deosebită , astfel încît să ajungă în anul 1975 la 4o,5% din volumul de locuinţe care urmează a se executa în acel an .Creşterea este importantă , dacă se ţine seama de faptul că în anul 1969 procentajul reprezenta numai 19,6% şi va fi posibilă de realizat prin extinderea capacităţii de producţie a fabricilor şi poligoanelor de prefabricate existente şi prin construirea de noi capacităţi .Creşterea anuală ritmică nu va depăşi totuşi 3.ooo - 4.ooo apartamente pentru a nu necesita un volum mai mare în construcţii şi utilaje, greu de realizat într-un timp scurt , precum şi pentru a se evita ajungerea la o monotonie în arhitectura oraşelor.

Principalele faze de execuţie a clădirilor de locuit din panouri mari sînt următoarele :

- Executarea infrastructurii (fundaţii şi zidurile subsolului), a planşeelor peste subsol şi a racordării instalaţiilor la reţelele exterioare . Acest ciclu de lucrări (ciclul zero) se execută de obicei , prin procedee tradiţionale .

- Executarea suprastructurii , cuprinzînd pozarea şi asamblarea panourilor . Această fază de execuţie necesită numai 2o% din volumul total de muncă (de două ori mai mic decît pentru un sistem tradiţional) deşi executarea suprastructurii din panouri mari , reprezintă 75% din volumul fizic total .

- Executarea lucrărilor de finisare , izolare şi echipare, inclusiv recordarea elementelor de instalaţii înglobate în panouri. In această fază de execuţie se face şi etanşeizarea rosturilor de la faţade , executarea izolaţiilor hidrofuge , rectificarea şi completarea tencuielilor în zona îmbinărilor dintre panouri, executarea pardoselilor , zugrăveli şi vopsitorii , etc ... La această fază de execuţie se înregistrează cel mai important consum de manoperă , deşi volumul fizic al lucrărilor respective este minim, ca urmare a prefinisării şi echipării panourilor la confecţionare.

Această fază oferă în prezent largi posibilităţi pentru sporirea productivităţii muncii şi pentru reducerea necesarului total de volum de muncă , prin introducerea unor noi procedee de lucru şi prin sporirea gradului de mecanizare.

In tabelul II.1 este arătată evoluţia sistemelor constructive la clădirile de locuit şi social-culturale , iar în graficul II.1 este arătată evoluţia ponderii principalelor sisteme constructive la construcţiile de locuit din ţara noastră.

Tabelul II.1

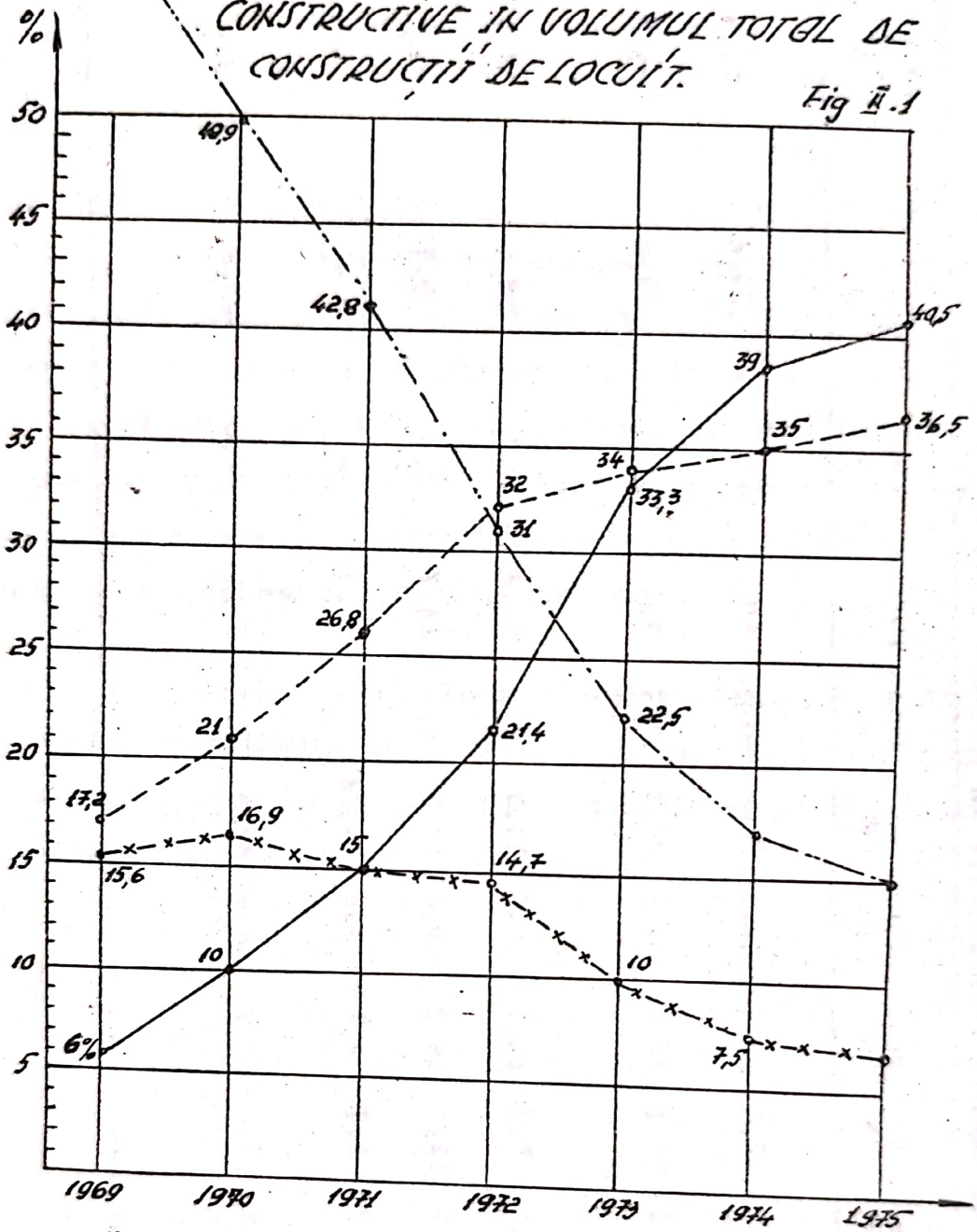
Evoluţia sistemelor constructive în perioada 1969 - 1975

Construcţii de locuit executate în :	1969 Prev. %	1969 Real. %	197o Prev. %	197o Real %	1971 Prev. %	1971 Real. %	1972 Prev. %	1972 Real %	1973 Prev %	1974 Prev. %	1975 Prev. %
1. In soluţii industrializate din care:	36	4o,5	42,4	5o,1	52,o	57,2	6o,6	69,o	67,2	73,2	77,o
-integral panouri mari	19,6	17,2	24,o	21,o	34,o	26,4	35,5	32,o	37,1	39,o	4o,5
-parţial panouri mari şi cofraje metalice plane	2,2	6,o	5,6	1o,1	6,6	15,5	16,7	21,4	23,1	28,5	32,o
-cofraje glisante	12,3	15,6	11,1	16,9	9,8	14,6	8,4	14,7	7,o	5,7	4,5
-cofraje spaţiale	1,9	1,7	1,7	2,1	1,6	o,94	-	o,9	-	-	-
2. In soluţii tradiţionale	64,o	59,5	57,6	49,9	48,o	42,8	39,4	31,o	32,8	26,8	23,o

Scanned with OKEN Scanner

EVOLUȚIA PONDERII PRINCIPALELOR SISTEME CONSTRUCTIVE ÎN VOLUMUL TOTAL DE CONSTRUCȚII DE LOCUIT.

Fig II.1



LEGENDĂ

——— Soluții tradiționale (zidărie portantă, cofraje de inventar din placaj, etc.)

- - - - - - - - - Panouri mari prefabricate

—x—x—x— Cofraje glisante.

——————— Structură mixtă (pereți din beton monolit turnați în cofraje metalice plane și planșee prefabricate.)

C A P I T O L U L III

ALCATUIREA ELEMENTELOR STRUCTURII DE REZISTENTA RECOMANDARI CONSTRUCTIVE SI DE CALCUL

3.1. Alcătuirea pereţilor .

3.1.1. Pereţi executaţi monolit cu cofraje glisante.

Grosimea pereţilor portanţi se stabileşte din calculul de rezistenţă al secţiunilor aparţinînd nivelelor inferioare ale clădirii, menţinîndu-se de obicei constantă pe toată înălţimea construcţiei.

In scopul evitării pericolului de antrenare a betonului odată cu ridicarea cofrajului , secţiunea nu trebuie să fie mai mică de 12 cm .

Ca grosimi uzuale , se consideră:

14 ÷ 2o cm, la pereţii portanţi interiori.

24 ÷ 32 cm, la pereţii portanţi exteriori , cuprinzînd şi stratul termoizolant.

Pereţii portanţi exteriori se realizează în mod curent din trei straturi (fig.III.1).

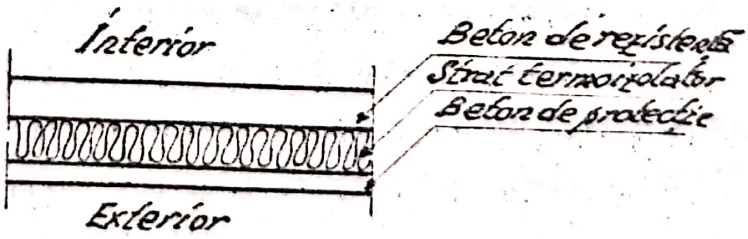


Fig. III.1

- Stratul portant, dispus spre interiorul încăperii, din beton greu , cu grosimea de 12 - 15 cm.

- Stratul termoizolant , avînd grosimi uzuale de 5 - 15 cm.

- Stratul de protecţie , dispus la exterior , din beton greu, cu grosimea de 5 - 6 cm .

Pentru împiedecarea migrării vaporilor este necesar să se prevadă o barieră de vapori.

Grosimea maximă a pereţilor este limitată şi de lungimea traversei de prindere a montanţilor jugului cofrajului glisant.

Mărimea şi poziţia golurilor pentru uşi şi ferestre se va menţine identică la toate nivelele clădirii .

Concomitent cu executarea pereţilor se vor introduce ghermelele şi diblurile necesare montării tîmplăriei.

Înălţimea golurilor care urmează să fie lăsate la glisarea pereţilor pentru uşi, se va stabili astfel : (fig.III.2)

$$h_{gol} = h_{uşă} + h_{pard} + h_{placă} + 3 \text{ cm}$$

O altă condiţie pentru aplicarea comodă a cofrajelor glisante la clădirile civile , reclamă, în afară de menţinerea unei grosimi constante a pereţilor, ca şi secţiunea în plan a construcţiei să rămînă neschimbată pe toată înălţimea ei.

Această metodă de execuţie nu impune condiţii restrictive deosebite în ceea ce priveşte soluţiile arhitectonice , totuşi se recomandă evitarea profilelor orizontale, evitarea executării prin glisare a balcoanelor, evitarea acelor finisaje care ar reclama montarea de schele exterioare, ulterior glisării. Se pot executa în schimb la faţade profiluri verticale sau în relief , întrucît ele nu reprezintă aceleaşi dificultăţi la execuţie , ca profilele orizontale . Sliţurile verticale în pereţi se pot realiza cu ajutorul unor şipci de lemn , sau cu bare metalice fixate pe faţa interioară a cofrajului.

Distanţele dintre pereţii portanţi se vor alege în aşa fel încît planşeele să poată constitui saibe rigide , fără un consum important de materiale .

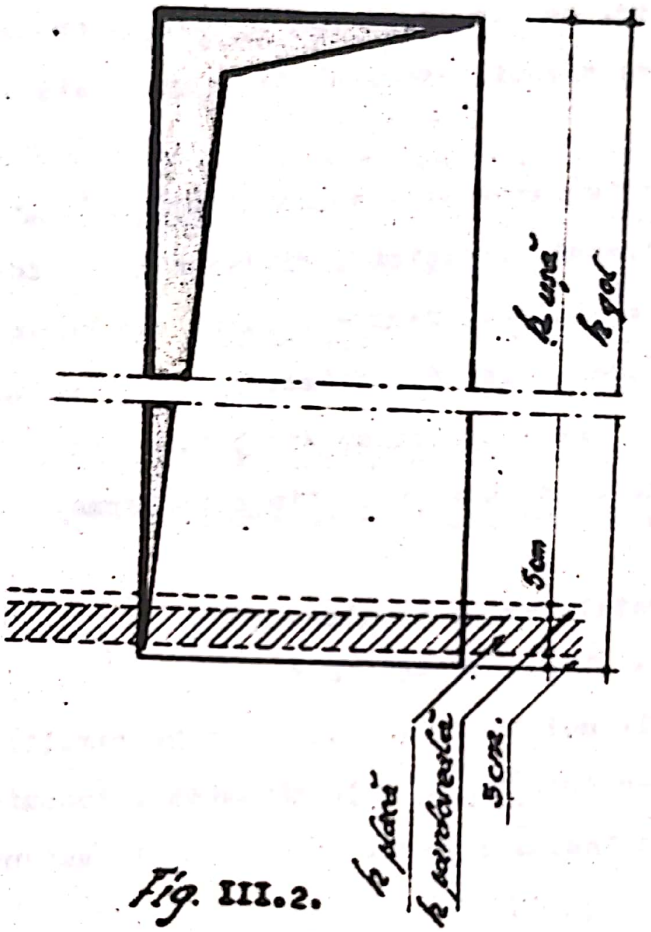


Fig. III.2.

La clădirile amplasate în zone cu gradul de seismicitate mai mic ca 8, dispunerea pereţilor portanţi se poate face astfel încît eforturile care iau naştere la nivelele inferioare ale pereţilor să nu reclame armătură, care ar duce la încadrarea lor în categoria elementelor din beton armat.

In scopul evitării spargerilor ulterioare pentru crearea de goluri , se vor prevedea în proiect toate golurile necesare instalaţiilor sanitare, termice, de ventilaţie ,electrice şi pentru lifturi.Tuburile de protecţie pentru instalaţia electrică pe porţiunea planşeelor , pot fi înglobate în momentul turnării plăcilor

de planşee .

Introducerea în pereţi la glisare, a ţevilor sau tuburilor din P.V.C. pentru instalaţii, se poate face numai în elementele care nu sînt puternic solicitate , evitîndu-se deci : buiandrugii, marginile golurilor, capete de pereţi , etc.. Secţiunea slăbită de aceste goluri va trebui totuşi să fie verificată la eforturi corespunzătoare .

Pentru asigurarea atît a rezistenţei cît şi a stabilităţii structurii în timpul execuţiei , distanţa între două legături laterale consecutive ale unui perete (bulbi din beton armat sau pereţi de rigidizare),se va lua de maximum :

4o d , în cazul pereţilor din beton

5o d , în cazul bereţilor din beton armat, - d, fiind grosimea peretelui.

Cînd peretele are o margine verticală liberă (nelegată) lăţimea nu trebuie să depăşească lo d.

Distanţele mai mici de 1,5o m între pereţii portanţi ale unei clădiri executate în cofraje glisante , trebuie evitate ,întrucît există pericolul ruperii şi antrenării betonului în timpul execuţiei.

Cînd planşeele urmează a se executa ulterior glisării pereţilor , se vor prevedea la nivelul planşeelor , goluri în pereţi pentru rezemarea acestora .Pentru a se permite o betonare corespunzătoare a reazemelor precum şi pentru corectarea unor eventuale erori de execuţie , înălţimea acestor goluri se ia cu cca 8 cm mai mare decît grosimea planşeului respectiv.

Lăţimea golurilor se ia între 25 şi 4o cm, avîndu-se grijă ca slăbirea secţiunii orizontale a pereţilor , datorită acestor golui , să nu depăşească 4o% din suprafaţa plinurilor peretelui respectiv. Plinurile dintre goluri nu vor avea totuşi o lăţime mai mică de :

30 cm ; între golurile curente de rezemare a planşeului .

45 cm , între un gol de uşă şi un gol de rezemare a planşeului.

La pereţii exteriori, golurile pentru rezemarea planşeelor nu vor traversa întreaga grosime a peretelui , ci vor fi retrase cu minimum 5 cm de la exterior.

Este preferabil să se adopte secţiuni identice pentru întreaga clădire la golurile de rezemare a planşeelor , iar repartizarea lor să fie cît mai uniformă, ţinîndu-se seama de poziţia tijelor de susţinere , de poziţia armăturii verticale şi a celorlalte goluri de uşi şi ferestre.

Amplasarea tijelor de susţinere a cofrajului glisant se va face în stratul portant dispus spre interiorul încăperilor (fig.III.3)

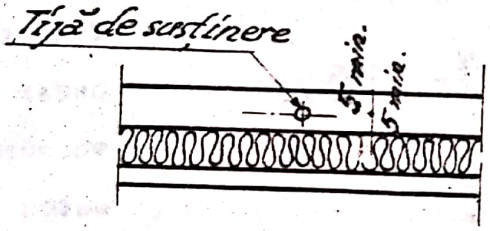


Fig. III.3

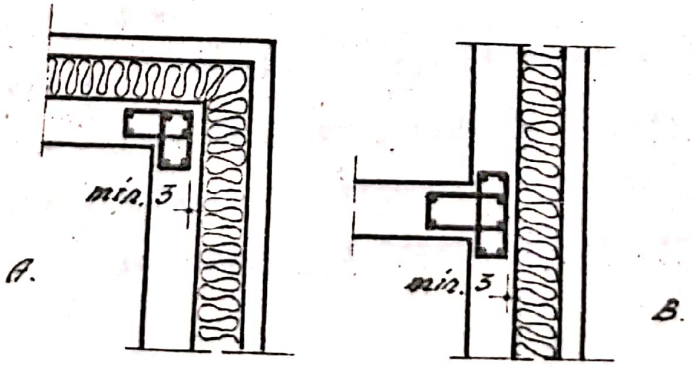


Fig. III 4

Cînd trecerea tijelor de susţinere a cofrajului glisant prin golurile de uşi sau ferestre nu poate fi sub nici o formă evitată, se vor lua măsuri corespunzătoare pentru împiedicarea flambajului tijelor pe înălţimea golului.

Pentru a se asigura continuitatea stratului termoizolator în secţiunea orizontală , carcasele de armătură necesare la colţuri şi la intersecţii de pereţi , se vor limita la grosimea stratului de rezistenţă a peretelui (fig.III.4)

Pentru a se asigura o legare corespunzătoare a celor două straturi de beton ale pereţilor exteriori, precum şi pentru realizarea unei adîncimi suficiente a golurilor de rezemare a planşeelor, se întrerupe continuitatea stratului termoizolator în dreptul planşeelor (fig.III.5) pe o înălţime care variază între 30 şi 32 cm

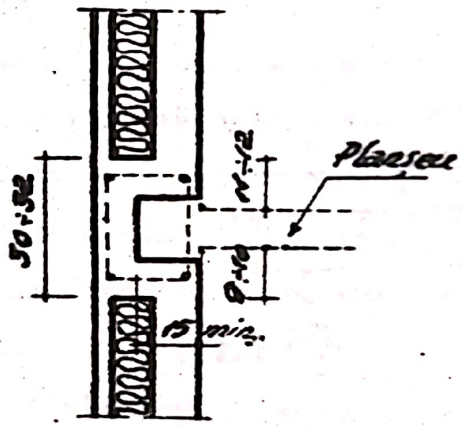


Fig. III.5

De asemeni,pe conturul golurilor de ferestre şi uşi este necesar să se creeze un încadrament continuu de beton armat ,prin întreruperea continuităţii stratului termoizolator (fig.III.6).

Stratul de protecţie a peretelui exterior se armează pe toată înălţimea clădirii cu o reţea simplă $\phi 6/25$, menţinută în poziţie corectă în timpul execuţiei , cu ajutorul unor agrafe $\phi 6$, ancorate în stratul portant al peretelui şi care traversează stratul termoizolator.

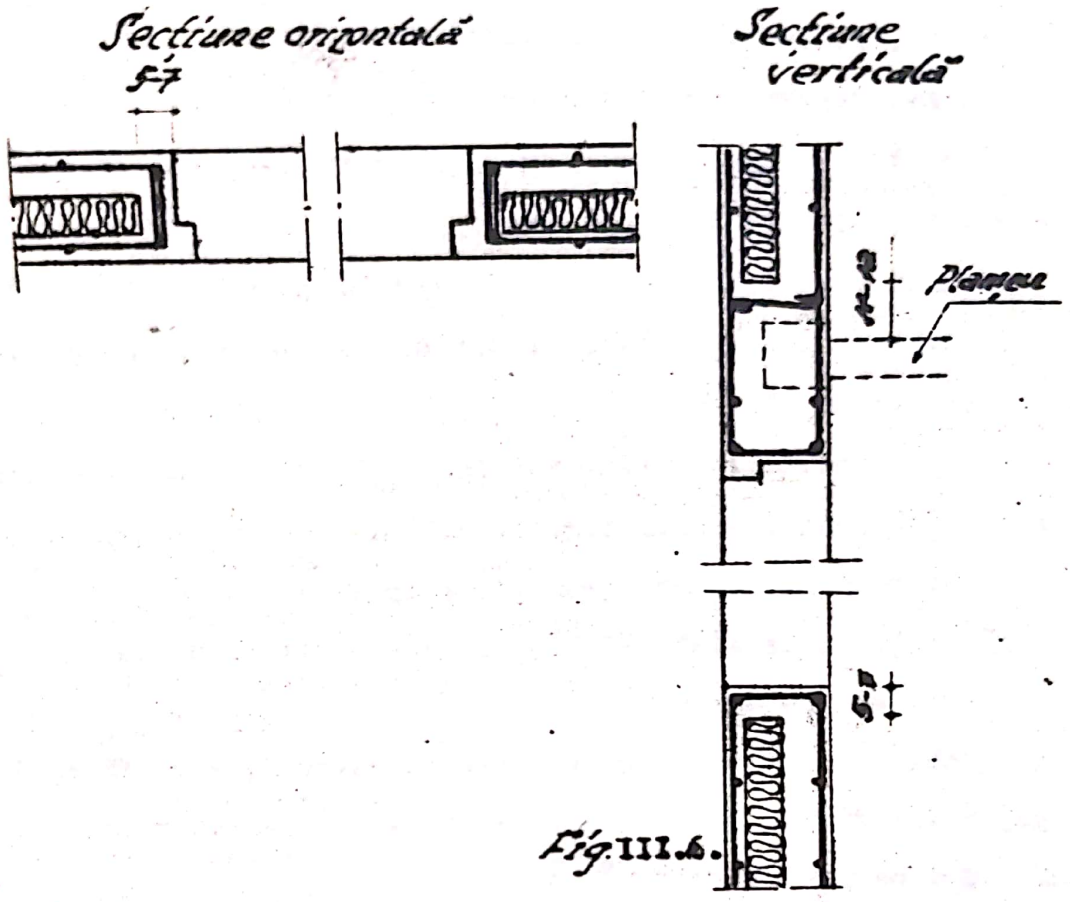


Fig. III.6.

Armarea pereţilor.

Pereţii care intră în categoria betonului armat sînt acei la care eforturile unitare de compresiune depăşesc valoarea admisibilă pentru betonul simplu .Armarea lor va urmări acoperirea corectă a diagramei eforturilor unitare de compresiune .

O atenţie deosebită trebuie dată zonelor în care apar concentrări de eforturi : în jurul golurilor,la intersecţii şi capete de pereţi , etc..

Se recomandă la armarea pereţilor , prevederea unei reţele duble de armătură , alcătuite din bare verticale dispuse spre interiorul peretelui şi din bare orizontale dispuse spre exterior (fig.III.7).

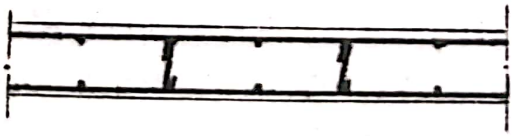


Fig. III.7

Diametrul minim al barelor verticale se ia :

8 mm , pentru barele cu profil periodic .

lo mm, pentru barele netede .

Diametrul maxim al acestor bare nu va depăşi 1/lo din grosimea stratului portant al peretelui.

Atunci cînd diametrul barelor verticale este mai mic de 12 mm , legarea barelor reţelei duble se face cu agrafe ϕ 6.(cel puţin 4 bucăţi pe m^2).

Cînd se utilizează bare verticale cu diametrul de 12 mm,sau mai mare , legarea fiecărei perechi de bare se face cu etrieri - agrafe , dispuşi la distanţa maximă de 15 ϕ .

In reţeaua de armătură trebuie să existe în medie, cel puţin 3 bare verticale pe metru.

Secţiunea armăturii orizontale de repartiţie va fi egală cu cel puţin 1/5 din cea a armăturii verticale şi va cuprinde minimum 3 bare ϕ 6 pe metru.

La armarea pereţilor se pot folosi şi carcase sau plase confecţionate în prealabil şi montate pe măsura glisării .Pentru a se asigura acoperirea armăturilor cu beton de minimum 1,5 cm grosime , se fixează pe cofrajul glisant distanţieri sau alte dispozitive similare , care să menţină poziţia corectă a armăturilor.

Procentul minim de armare la pereţii care intră în categoria betonului armat se ia egal cu o,5o%.

La pereţii care intră în categoria betonului simplu se va prevedea totuşi din considerente constructive , o armătură verticală de siguranţă.

In zonele aceluiaş perete de la nivelul respectiv ,care se încadrează diferit în categoria betonului simplu şi a betonului armat , este necesar să se prevadă zone de tranzit pentru a se evita o trecere bruscă de la o zonă la alta , armate cu minimum 2 x 3 bare ϕ 8 şi avînd lăţimea egală cu cel puţin 1/5 din înălţimea

nivelului.

Armarea buiandrugilor

Buiandrugii sînt elemente cu rol important în structură , chemate să preia de obicei solicitări mari.

Ca înălţime a unui buiandrug curent, se consideră înălţimea plinului dintre două goluri suprapuse care se toarnă în cofrajul glisant odată cu restul peretelui.

Se prevede o armare simetrică a buiandrugilor (fig.III,8) .

La pereţii cu grosimea stratului portant pînă la 2o cm , armătura longitudinală de la partea inferioară şi cea de la partea superioară , este alcătuită fiecare din cîte două bare cu diametrul de minimum 1o mm, distanţate astfel încît să permită betonarea în bune condiţiuni , la minimum 6 cm distanţă liberă între cele două bare . Ancorarea barelor longitudinale în plinurile care mărginesc golul respectiv, se face pe o lungime egală cu minimum 6o ϕ .

Se vor folosi etrieri închişi cu diametrul de 6 - 1o mm. aşezaţi la distanţe maxime , egale cu :

1,5 d , în dreptul golului .

2,o d , în afara golului .

unde: d = grosimea peretelui (buiandrugului)

Pentru a se asigura o execuţie de bună calitate , la armarea buiandrugilor se pot folosi carcase de armătură , sau se pot realiza din elemente preturnate.

Armarea constructivă a pereţilor din beton

La capetele şi la intersecţiile pereţilor , atunci cînd nu rezultă armătură din calcul, se prevede o armare constructivă pe toată înălţimea clădirii. In acest scop se folosesc carcase avînd cel puţin 4 bare ϕ 1o, legate cu etrieri ϕ 6/25 cm.

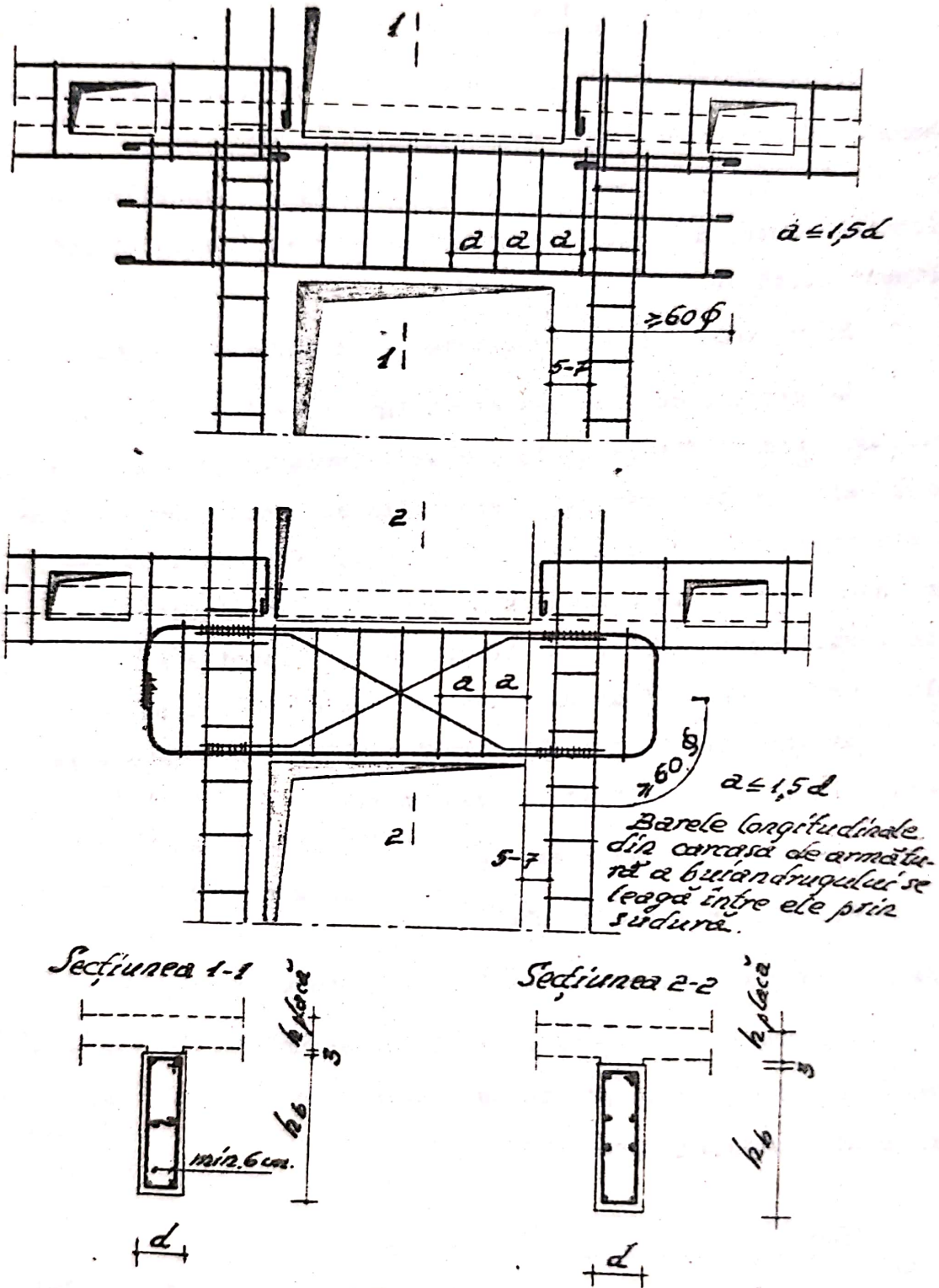

1
a a a
a ≤ 1,5 d
≥ 60 ϕ
1
5-7
2
a a
60°
a ≤ 1,5 d
Barele longitudinale din carcasă de armătură a buiandrugului se leagă între ele prin sudură.
2
5-7
Secțiunea 1-1
h placă
3
h b
min. 6 cm.
d
Secțiunea 2-2
h placă
3
h b
d

Fig. III.8

Spaleţii liberi sînt legaţi cu grinzi numai la nivelul planşeelor , se vor arma pe o zonă avînd lăţimea egală cu cel puţin 1/5 din înălţimea nivelului (fig.III.9) cu carcase avînd minimum 6 bare φ1o, legate cu etrieri φ6/25 cm .

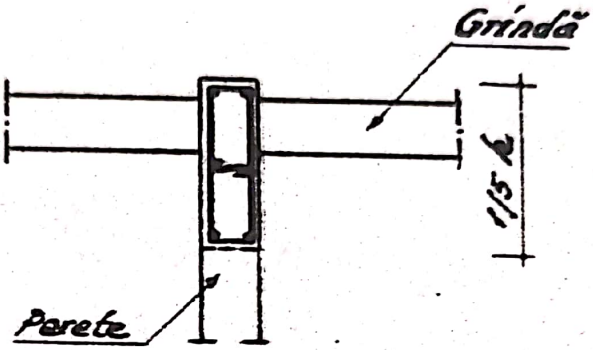


Fig. III.9

Pentru preluarea eforturilor provocate de contracţia betonului în zona inferioară a pereţilor,precum şi a celor rezultate din variaţiile de temperatură la ultimul nivel , în cazul acoperişurilor terasă , se prevede de asemeni o armătură orizontală.

In pereţi, la nivelul planşeelor , se va prevedea o armare alcătuită din 4 bare orizontale cu diametrul minim de 8 mm, aşezate la o distanţă de 4 - 5 cm. dedesubtul şi deasupra golurilor pentru rezemarea planşeelor .Legarea acestor bare orizontale se face cu etrieri φ 6, cel puţin 3 etrieri între două goluri consecutive (fig.III.1o)

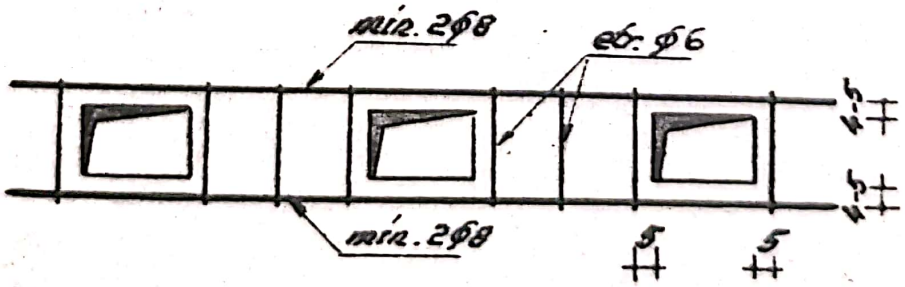


Fig. III.1o

In jurul golurilor cu înălţime mai mare decît 1/3 din înălţimea nivelului , se prevede o armătură verticală pe toată înălţimea nivelului respectiv, avînd diametrul de minimum 10 mm şi care va trece prin interspaţiul barelor longitudinale ale buiandrugilor. Pentru a permite introducerea ghermelelor necesare prinderii tîmplăriei , această armătură verticală se montează la 5 - 7 cm de marginea golului.

Carcasele de armătură

Sînt subansamble confecţionate pe şantier,care urmează să se monteze pe măsura glisării ,alcătuite din bare longitudinale şi etrieri.

In mod curent , la pereţi se utilizează carcase cu 2 , 3 sau 4 bare longitudinale (fig.III.11)

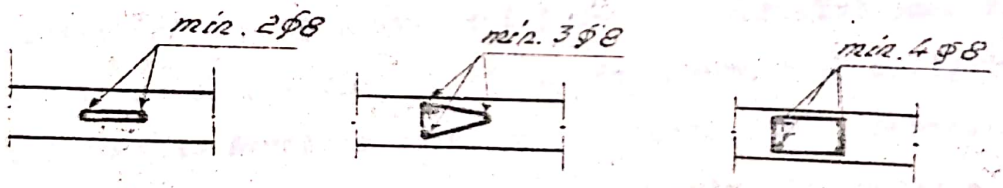


Fig. III.11

La colţuri, intersecţii şi capete de pereţi se prevăd carcase cu un număr mai mare de bare (fig.III.12)

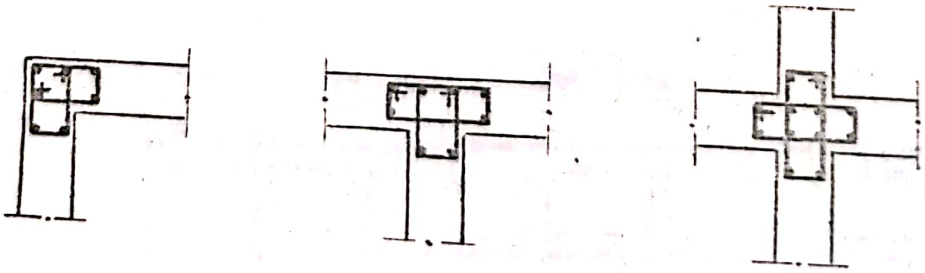


Fig. III.12

La carcasele alcătuite din mai mult de două bare ,diametrul minim al barelor longitudinale se ia de 8 mm ; iar la cele realizate numai din două bare longitudinale, se ia lo mm.

Barele verticale ale carcaselor se vor prevedea fără ciocuri.

In zonele de înădire , petrecerea barelor se va face pe următoarele lungimi :

6o ϕ , pentru barele întinse

3o ϕ , pentru barele comprimate sau dispuse constructiv, dar minimum 3o cm .

Inădirea barelor orizontale se face prin petrecerea lor pe o lungime de minimum 3o ϕ , iar la intersecţiile pereţilor ,se vor îndoi în unghi drept (fig.III.13).

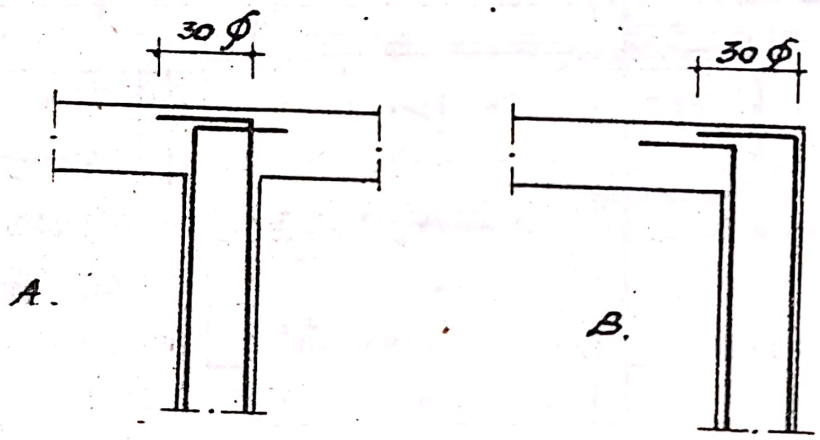


Fig. III.13

Prevederea de bare ridicate trebuie evitată , întrucît creiază dificultăţi la montaj.

Elemente preturnate

Se pot utiliza uneori elemente preturnate din beton sau din beton armat , care se introduc în pereţi în timpul glisării.

Astfel , se pot utiliza buiandrugi preturnaţi pe toată înălţimea lor , sau avînd înălţime redusă (fig.III.14) ,prevăzuţi la capete cu mustăţi care se vor lega cu armătura montată la faţa

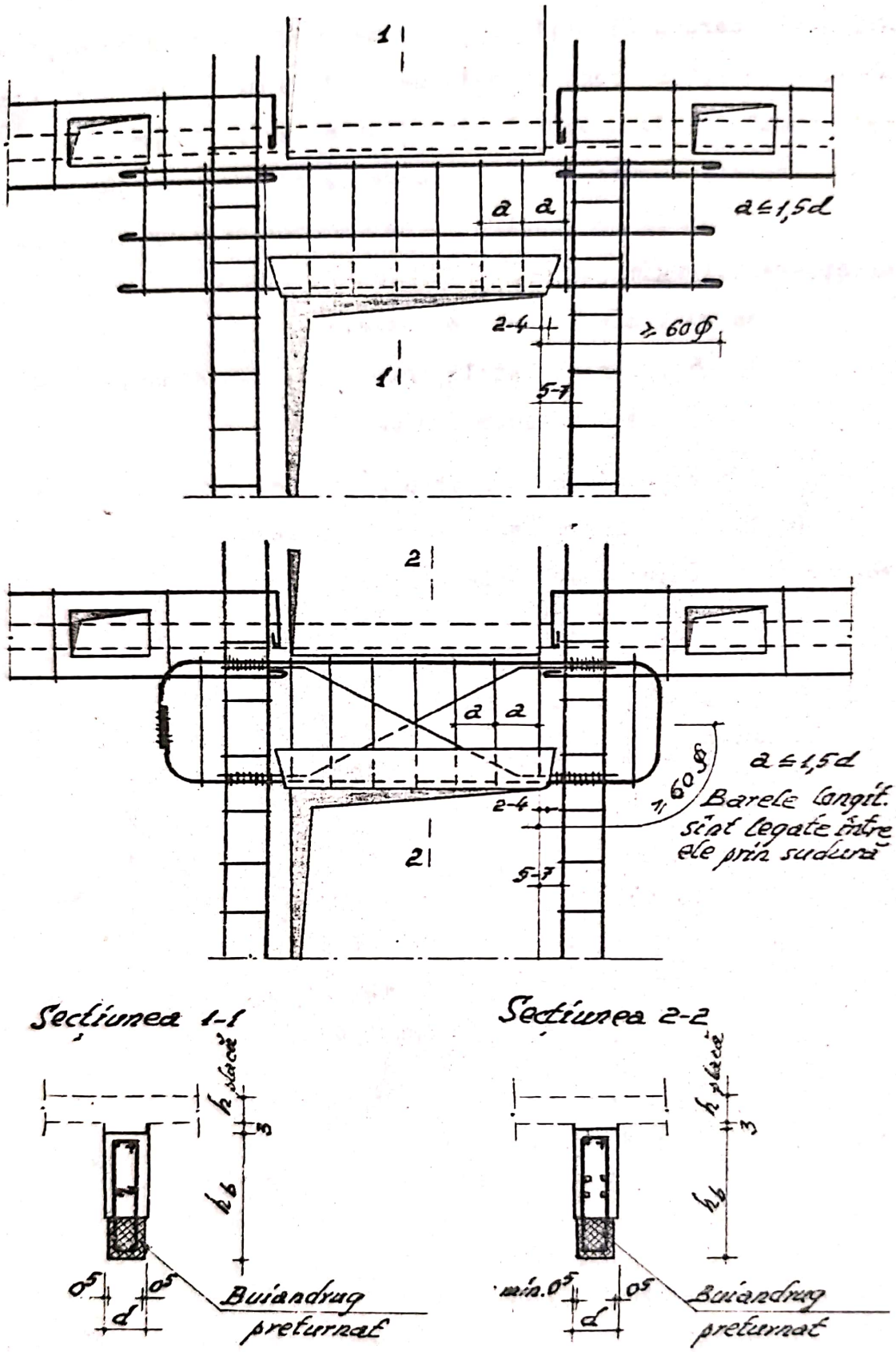

1
a
a
a ≤ 1,5d
2-4
≥ 60 ϕ
1
5-7
2
a
a
a ≤ 1,5d
≥ 60 ϕ
Barele longit. sînt legate între ele prin sudură
2-4
2
5-7
Secțiunea 1-1
h placă
3
h b
0,5
0,5
d
Buiandrug preturnat
Secțiunea 2-2
h placă
3
h b
min. 0,5
0,5
d
Buiandrug preturnat

Fig. III.14 .

locului. Barele longitudinale se pot lega între ele prin sudură. Pentru a se putea asigura rezemarea lor provizorie , lungimea buiandrugilor preturnaţi va trebui să depăşească lumina golului respectiv cu 2 - 4 cm de fiecare parte, iar faţa lor superioară va fi rezolvată în aşa fel încît să asigure aderenţa necesară cu betonul proaspăt turnat.

3.1.2. Pereţi executaţi monolit cu cofraje plane

Pereţii portanţi din beton sau beton armat executaţi în cofraje plane universale, sînt dispuşi de regulă pe două sau mai multe direcţii , formînd incinte deschise pe latura din exterior.

La construcţiile înalte , cu peste 5 nivele , amplasate în zone cu gradul 9 de seismicitate ., se vor turna concomitent intersecţiile dintre pereţii portanţi interiori, bulbii de la capetele acestora şi monolitizarea panourilor prefabricate de faţadă. Aceeaşi condiţie trebuie respectată şi pentru construcţiile amplasate pe terenuri puternic compresibile aflate în zone cu gradul 8 de seismicitate .

La construcţiile amplasate în zone cu gradul 8, pe terenuri puţin compresibile , sau în zone de gradul 6 şi 7 pe terenuri compresibile , bulbii de la capetele pereţilor, sau monolitizarea panourilor prefabricate de faţadă se poate executa ulterior ,iar intersecţiile dintre pereţii portanţi se vor turna concomitent.

La celelalte construcţii , amplasate în zone de seismicitate 6 şi 7 , pe terenuri puţin compresibile , precum şi la toate clădirile pînă la 5 niveluri , se pot turna în etape succesive atît îngroşările de la capetele pereţilor (bulbii) , monolitizarea panourilor fabricate de faţadă , precum şi cea mai mare parte a intersecţiilor dintre pereţi.

Pentru asigurarea stabilităţii pereţilor la decofrare , trebuie să se asigure însă intersecţiile cu turnare concomitentă la

maximum 25 m distanţă.

Intr-o singură repriză se pot turna în cofraje universale plane " CUP -72 " pereţi plani avînd următoarele caracteristici :

lungimi L > 1,5 m

grosimi d = 1o - 3o cm .

Inălţimi h = 2,6o - 3,35 m (variind din 15 în 15 cm).

La intersecţiile dintre pereţi turnate într-o singură etapă, legăturile se realizează în mod obişnuit prin beton şi armătură (fig.III.15).

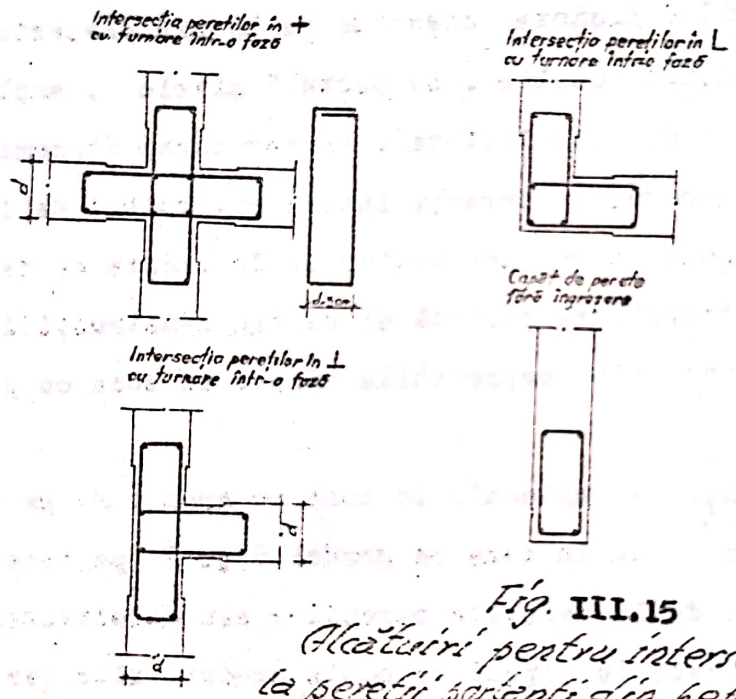


Fig. III.15
Alcătuiri pentru intersecţii la pereţi portanţi din beton.

Turnarea concomitentă realizează o continuitate a pereţilor în timpul execuţiei , asigurînd preluarea unor eforturi mari de lunecare provenite din încărcările orizontale sau din eventualele tasări importante ale terenului de fundaţie.

La intersecţiile turnate în etape succesive , legăturile se realizează prin aderenţa betonului pe suprafeţele de contact , ampretate cu o presă specială , şi prin barele de armătură care le

Scanned with OKEN Scanner

traversează (fig.III.16)

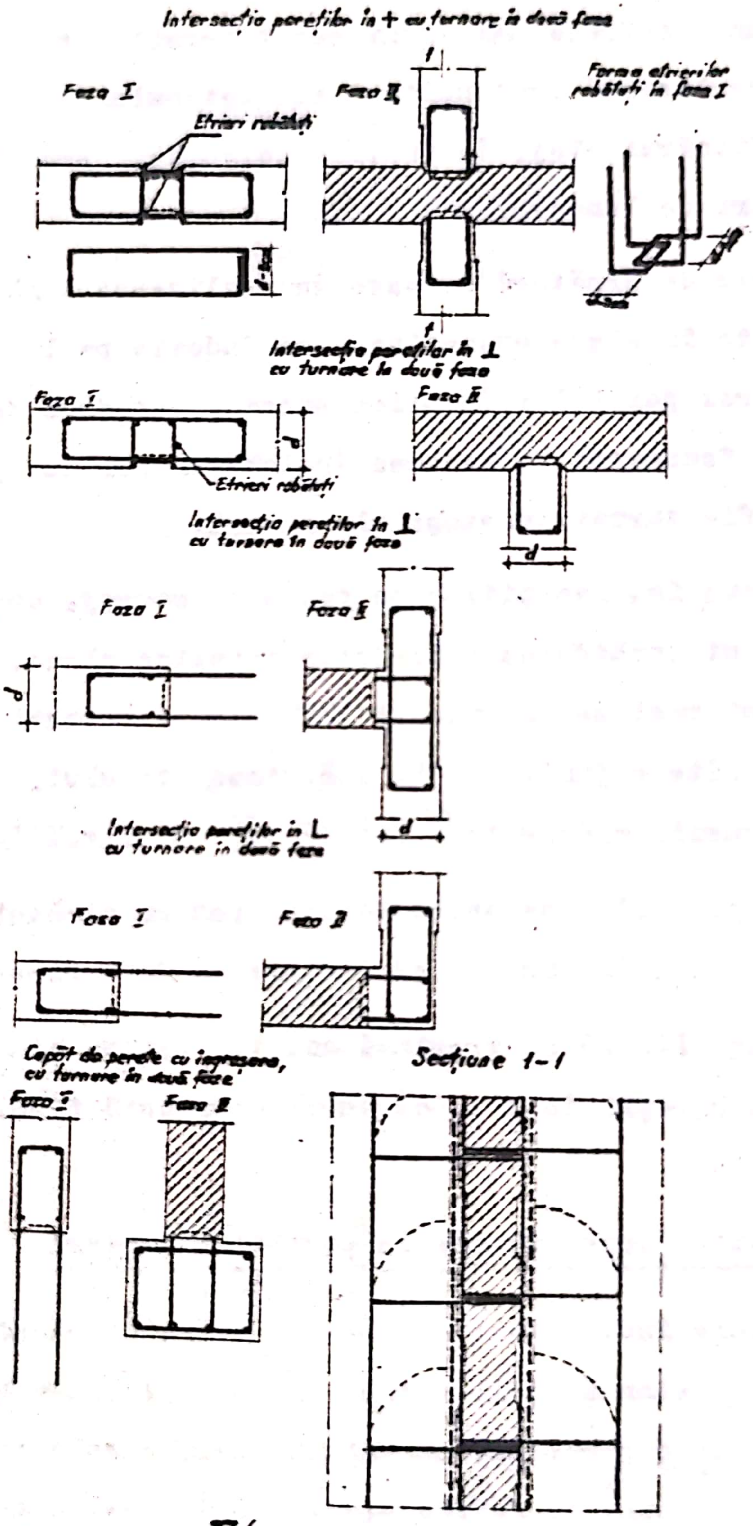


Fig. III.16
Alcătuiri pentru intersecții la pereții portanți din beton

Prin turnarea în etape succesive, se creează posibilitatea folosirii unor cofraje mai lungi decît pereţii încăperii respective, şi se realizează continuităţi ale betonului pe jumătate din înălţimea fiecărui etaj, în vederea asigurării preluării unor eforturi mari de lunecare.

Barele de armătură cu care se realizează legăturile elementelor turnate în etape succesive , se îndoaie pe lîngă faţa cofrată la turnarea pereţilor în prima etapă , iar după decofrare se rabat şi se fasonează în vederea înglobării lor în peretele care urmează să fie turnat în etapa ulterioară.

In zona intersecţiilor se folosesc cofraje speciale pentru completarea şi închiderea cofrajelor metalice plane.

Se pot realiza intersecţii cu pereţii turnaţi în etape succesive , pe cîte o jumătate din înălţimea etajului, aşa cum se arată în figurile alăturate (fig.III.17 şi fig.III.18) .

In fig.III.17 se arată soluţii pentru alcătuiri de intersecţii la pereţii în cruce , cu turnare în două faze.

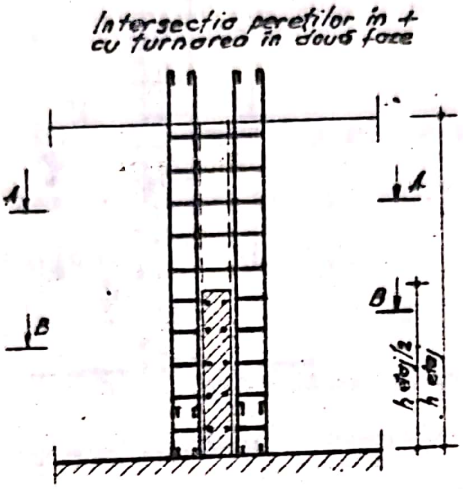
In fig. III.18 se prezintă soluţii pentru alcătuiri de intersecţii la pereţii în T , cu turnare în două faze.

Alcătuiri constructive la pereţii exteriori

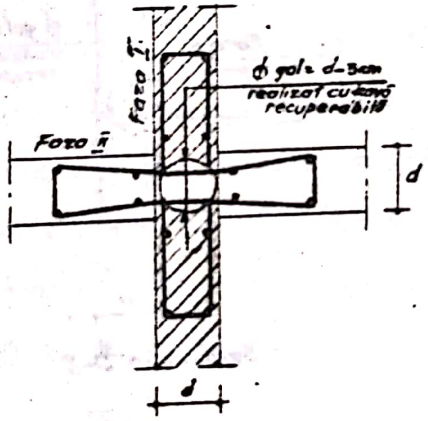
Faţadele industrializate la clădirile cu pereţii portanţi interiori din beton monolit turnat în cofraje plane universale " CUP -72" , se pot realiza în una din următoarele două variante:

a. Cu panouri de faţadă alcătuite în trei straturi ,avînd grosimea totală minimă de 24 cm. Stratul interior termoizolant se poate realiza din plăci de beton celular autoclavizat (γ = 500 - 600 daN/m^3) , iar cele două straturi exterioare din beton, armate în zonele caracteristice.

Scanned with OKEN Scanner



Secțiunea A-A



Secțiunea B-B

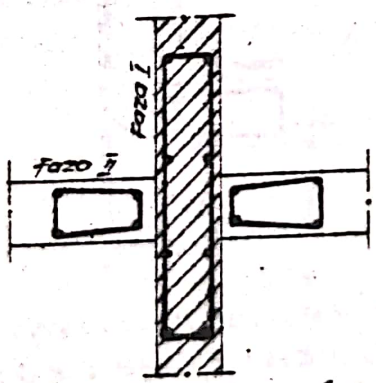
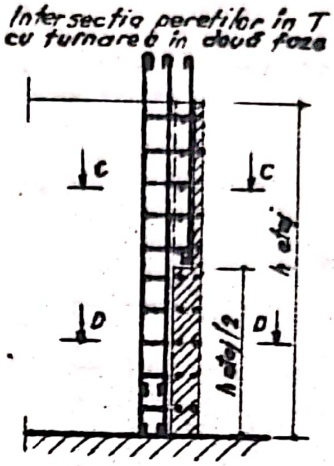
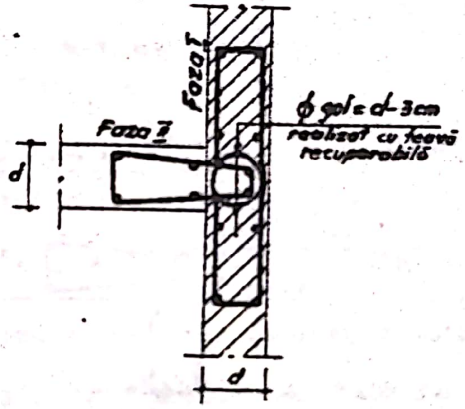


Fig. III.17

Alcătuiri pentru intersecții la pereții turnați în două faze, cu trecere continuă pe punctele din înălțime



Sectiunea C-C .



Sectiunea D-D

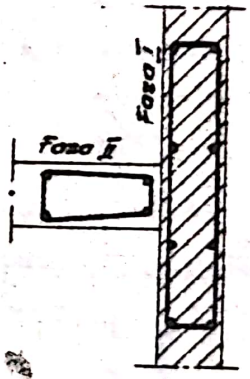


Fig. III.18.

Alcătuiri pentru intersecții la pereții turnați în două faze cu trecere continuă pe jumătate din înălțime.

Scanned with OKEN Scanner

b. Cu panouri de faţadă în strat unic din beton uşor,cu structură compactă şi agregate din granulit sau sgură expandată de furnal , avînd grosimea minimă de 3o cm .Această soluţie are avantajul că se realizează uşor şi nu prezintă riscul obţinerii de punţi termice.

La confecţionarea tuturor tipurilor de panouri de faţadă, se recomandă folosirea plaselor şi carcaselor sudate de armături.

Pereţii de închidere de la logii şi balcoane se execută de obicei din blocuri de b.c.a. sau din cărămidă eficientă ,întrucît realizarea de panouri prefabricate cu goluri aşa de mari ar prezenta riscul unor degradări pînă la punerea lor în operă.

Legarea panourilor de faţadă de pereţii din beton armat monolit interiori , se face în funcţie de solicitările orizontale , natura terenului de fundaţie , gradul de seismicitate al zonei de amplasare , etc. în unul din următoarele trei moduri:

a.Montarea panourilor de faţadă prefabricate la poziţie, înainte de turnarea pereţilor portanţi,legătura fiind asigurată prin mustăţile de armătură care vor fi înglobate în beton după turnarea lor (fig.III.19 a, b, c şi d)

ALCĂTUIRI PENTRU INTERSECŢII CU FAŢADE PREFABRICATE MONOLITIZATE CONCOMITENT

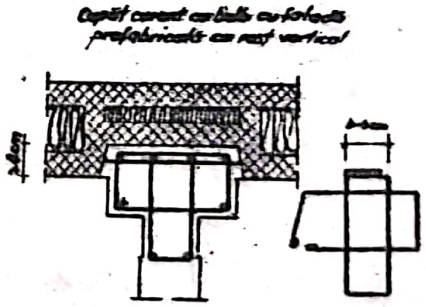


Fig. III.19.a .
Capăt curent cu bulb şi faţadă prefabricată.

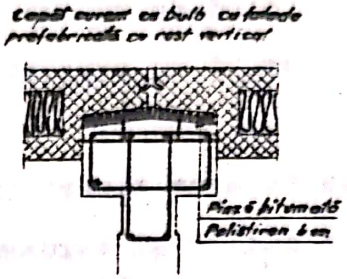


Fig. III.19.b.
Capăt curent cu bulb și fațadă prefabricată, cu rost vertical.

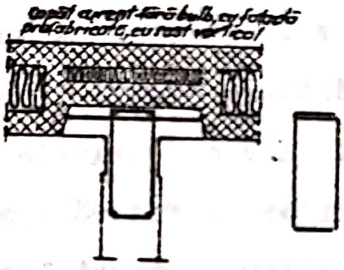


Fig. III.19.c.
Capăt fără bulb și fațadă prefabricată.

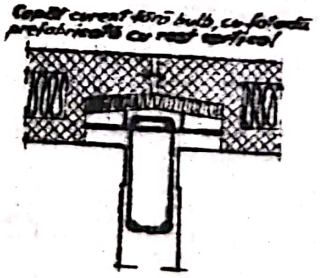


Fig. III.19.d.
Capăt fără bulb și fațadă prefabricată, cu rost vertical.

Scanned with OKEN Scanner

Această soluţie a turnării concomitente în cofraje metalice de dimensiuni fixe, se recomandă pentru construcţii cu mai mult de 5 nivele ,amplasate în zone cu gradul 7, 8, 9 de seismicitate şi fundate pe terenuri puternic compresibile.

b. Legături asigurate prin mustăţi de armătură , cuprinse în zone de monolitizare din beton armat , zone aflate în pereţii portanţi , realizaţi anterior şi panourile prefabricate de faţadă (fig.III.2o , a şi b).

ALCĂTUIRI PENTRU INTERSECŢII ŞI ÎGROBE MONOLITIZATE ULTERIOR

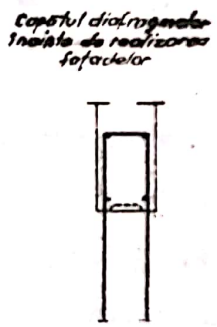


Fig. III.2o.a, Capătul diafragmelor înainte de realizarea faţadelor.

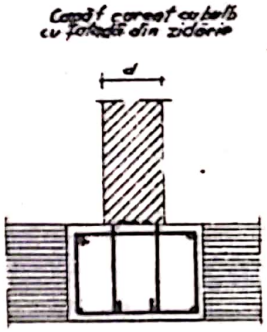


Fig. III.2o.b Capăt curent cu bulb şi faţadă din zidărie

c. Legături asigurate prin cupoane de oţel sudate pe plăcuţele înglobate în capetele pereţilor portanţi monoliţi (realizaţi anterior) şi în panourile prefabricate de faţadă (fig.III.21.a , b, c şi d).

Cu primele două moduri de prindere se realizează pereţii exteriori autoportanţi .Panourile de faţadă legate prin sudură sînt purtate pe elementele planşeelor.

Scanned with OKEN Scanner

ALCĂTUIRI PENTRU PRINDERI CU SUDURĂ A FAȚADELOR PREFABRICATE, DE PEREȚII INTERIORI

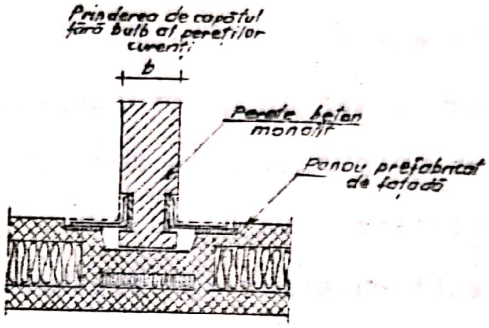


Fig. III.21.a.
Prinderea de capătul fără bulb al pereților curenți

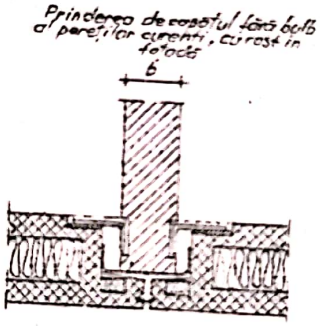


Fig. III.21.b.
Prinderea de capătul fără bulb al pereților curenți cu rost în fațadă.

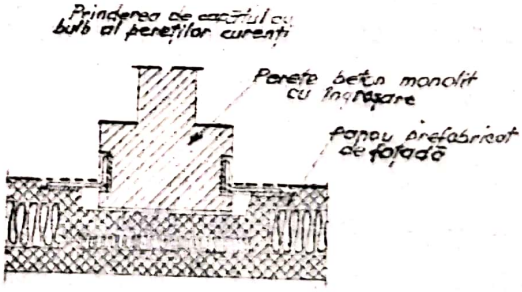


Fig. III.21.c.
Prinderea de capătul cu bulb al pereților curenți

Scanned with OKEN Scanner

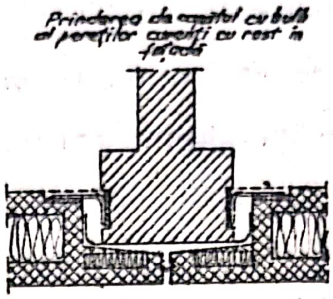


Fig. III.21.d.
Prinderea de capătul cu bulb al pereților curenți cu rost în fațadă.

Alcătuiri constructive la pereții despărțitori

Pereții despărțitori neportanți se pot realiza printr-o gamă variată , din care menționăm :

- panouri mari de beton , cu grosimea de 7 - 8 cm ,care se pot executa chiar pe șantier folosind tot cofraje plane universale.
- fîșii armate din b.c.a.
- zidării de cărămidă de 6,5 cm grosime .

La prinderea lor de elementele structurii de rezistență se folosesc detaliile cunoscute de la construcțiile din panouri mari.

Armarea pereților turnați în cofraje metalice plane

In afara respectării prevederilor normativelor privind alcătuirea și calculul elementelor de beton armat, trebuie să se aibă în vedere și următoarele recomandări:

- folosirea pentru armarea pereților , ori de cîte ori este posibil , a plaselor sau carcaselor sudate ,prefabricate, realizîndu-se în acest mod reducerea timpului de montaj și economiei de manoperă ,
- asigurarea existenței unor spații între armături ,care

să permită efectuarea compactării betonului cu vibratoare de adîncime, în toate zonele peretelui,

- corelarea dispunerii armăturii cu existenţa golurilor de uşi şi ferestre , a locaşurilor de rezemare a elementelor prefabricate sau a elementelor înglobate, golurilor de trecere a unor instalaţii, etc.

3.1.3. Pereţi din panouri mari prefabricate.

La clădirile executate din panouri mari prefabricate, se utilizează următoarele tipuri de panouri pentru pereţi:

Panouri de faţadă.

După rolul static pe care îl au în cadrul structurii de rezistenţă , panourile mari de faţadă se clasifică astfel :

- panouri portante , sînt cele care pot suporta încărcarea aferentă transmisă de planşeul purtat şi încărcarea panourilor superioare,

- panouri autoportante , pot suporta numai greutatea panourilor superioare,

- panouri neportante, transmit numai greutatea lor proprie la panourile de planşeu sau la pereţii interiori .

După modul de asociere a materialelor pentru îndeplinirea condiţiilor tehnice necesare, alcătuirea structurală se poate face în una din următoarele două variante :

a. Structură în trei straturi.

Este structura de perete cea mai larg folosită, întrucît prin diferenţierea rolului materialelor din care se alcătuiesc straturile, se permite folosirea lor la randamentul maxim , cu un consum minim .

Pentru protecţia exterioară a stratului median termoizolator , se folosesc betoane compacte de marcă ridicată (B.200-B.300). Stratul portant se dispune spre interiorul clădirii ,iar cel de

protecţie, cu grosimea $d \geq 4$ cm . spre exterior .

Pentru stratul median termoizolator se folosesc materiale termoizolatoare de mare eficienţă termică , care pot fi :

- elastice (vată minerală , plută minerală, etc..)
- rigide şi semirigide (beton celular autoclavizat, sticlă spongioasă , polistiren expandat, beton cu agregate de granulit , etc...)

Se pot concepe structuri de panouri cu strat termoizolator discontinuu sau cu strat continuu .In prima variantă legătura între stratul exterior de protecţie şi stratul interior portant se realizează prin nervuri din beton armat dispuse pe două direcţii ortogonale , pe conturul golurilor şi în unele poziţii intermediare. In a doua variantă , care permite asigurarea continuităţii stratului termoizolator , legătura între cele două straturi de beton se realizează cu plase sau cu agrafe din oţel inoxidabil ϕ 4 mm, sau prin fixarea cu agrafe din oţel inoxidabil şi folosirea de console de rezemare.

Pentru a se împiedica migrarea vaporilor din interiorul clădirii spre exterior , se prevede , pe faţa interioară a stratului termoizolator , o barieră contra vaporilor realizată din peliculă de bitum , folii de polietilenă , pînză sau carton asfaltat acoperit cu bitum filerizat , etc..

b.Structură în strat unic.

Datorită utilizării aceluiaş material pentru asigurarea atît a rezistenţelor mecanice cît şi a rezistenţelor termice ,se obţine în exploatare o omogenitate termică pe întreaga suprafaţă.

Acest tip de panouri se realizează cu agregate uşoare, artificiale sau naturale (zgură expandată , argilă expandată ,granulit sau tufuri vulcanice ,etc..) obţinîndu-se betoane compacte sau poroase de greutate medie (ρ = 1,4 - 2,0 tf/m^3) (ρ =14 - 20 KN/m^3) şi de marcă redusă (B.7o - B.14o).

Scanned with OKEN Scanner

Datorită omogenităţii structurii , panourile în strat unic, care îndeplinesc duble funcţiune de element portant şi de izolare termică, oferă condiţii optime de confort termic .Pentru a se asigura impermeabilitatea lor la apa din precipitaţii , panourile din betoane poroase trebuiesc protejate la exterior printr-un strat de mortar compact de minimum 2,5 cm grosime, armat cu o ţesătură din sîrmă zincată de ϕ 0,6 mm. cu ochiuri de 10 mm. La interior ,panourile se finisează cu un strat de mortar de ciment-var , cu grosimea de 1,5 - 2 cm.

Pentru micşorarea pericolului de corodare a armăturilor înglobate în betonul cu structură cavernoasă , protejarea armăturii de rezistenţă se face prin cufundarea plaselor într-o baie de ciment, clei rece de cazeină , apă (100 :5 : 35 părţi în greutate) cu cel puţin 24 ore înaintea aşezării lor în tipare.

Panouri de pereţi interiori

Au de îndeplinit funcţiuni de portanţă, fiind concepuţi astfel încît să poată prelua şi transmite după monolitizare ,încărcările gravitaţionale şi orizontale.Ca elemente despărţitoare între încăperi ,ele trebuie să asigure şi o izolare fonică corespunzătoare.

Pereţii portanţi interiori se confecţionează cu structura omogenă " în strat unic " , fie din betoane cu greutate medie (marca B.90 - B.140) , avînd agregate uşoare artificiale sau naturale (granulit, zgură expandată , argilă expandată , tufuri vulcanice), fie din betoane grele (marca B.250) cu grosimea de 12 - 14 cm , considerată ca fiind capabilă să asigure lăţimea minimă de rezemare a panourilor de planşee .

Este avantajoasă realizarea panourilor din beton de granulit , cu grosimea de 18 - 20 cm pentru a satisface condiţii de izolare fonică , ele oferind condiţii superioare de confort,prin reducerea senzaţiei de "rece" specifică panourilor din beton greu.

Scanned with OKEN Scanner

Panourile mari de pereţi interiori neportanţi, au ca funcţiune principală aceea de element despărţitor între încăperile anumite ale aceluiaşi apartament .Aceşti pereţi trebuie să aibă o greutate redusă, să fie incombustibili, iar în funcţie de destinaţie să fie rezistenţi la umiditate. Grosimea pereţilor despărţitori este redusă la strictul necesar de 5 - 6 cm, fiind armaţi cu plase sudate.

Funcţie de destinaţie , se pot realiza elemente plane sau spaţiale , constituind cabina grupului sanitar , elemente dulap-cămară , etc .. Se pot, de asemenea , realiza pereţi despărţitori între camere de locuit , din fîşii verticale , montate manual după executarea structurii de rezistenţă , executate din materiale uşoare cum ar fi : plăci din fibre lemnoase aglomerate cu răşini sintetice , plăci cu structură fagure din ipsos sau din materiale plastice , etc..

3.2. Alcătuirea planşeelor

3.2.1. Planşeele clădirilor executate în cofraje glisante.

Existenţa pereţilor în momentul executării planşeelor, constituie elementul caracteristic principal la construcţiile cu structură rigidă realizate în cofraje glisante.

Rezemarea planşeelor pe pereţi, care serveşe în acelaşi timp şi ca reazem provizoriu pentru cofrajele planşeului sau pentru elementele prefabricate , se poate face în unul din următoarele moduri :

- în golurile lăsate în pereţi la glisare ,
- în şanţuri orizontale lăsate în pereţi la turnare,
- prin sudură pe plăci metalice fixate în beton la glisare,
- cu ajutorul unor mustăţi din oţel beton, înglobate în pereţi.

Planşeele se execută din beton armat , în una din variantele:

- monolite ,
- prefabricate ,
- mixte.

1. Planşee din beton armat monolit .

Se execută din beton marca B.200 , sub formă de :

-dală realizată din plăci de grosime constantă , armate pe una sau două direcţii .Soluţia este indicată pentru deschideri de maximum 5,00 m. Rezemarea se face în glurile lăsate în pereţi la turnare , aflate la distanţe de 60 - 100 cm. şi avînd secţiunea de 20 x (20 - 25)cm .Calculul lor se face ca pentru plăcile continui, întrucît în golurile lăsate în pereţi se montează armătura de pe reazeme (fig.III.22).

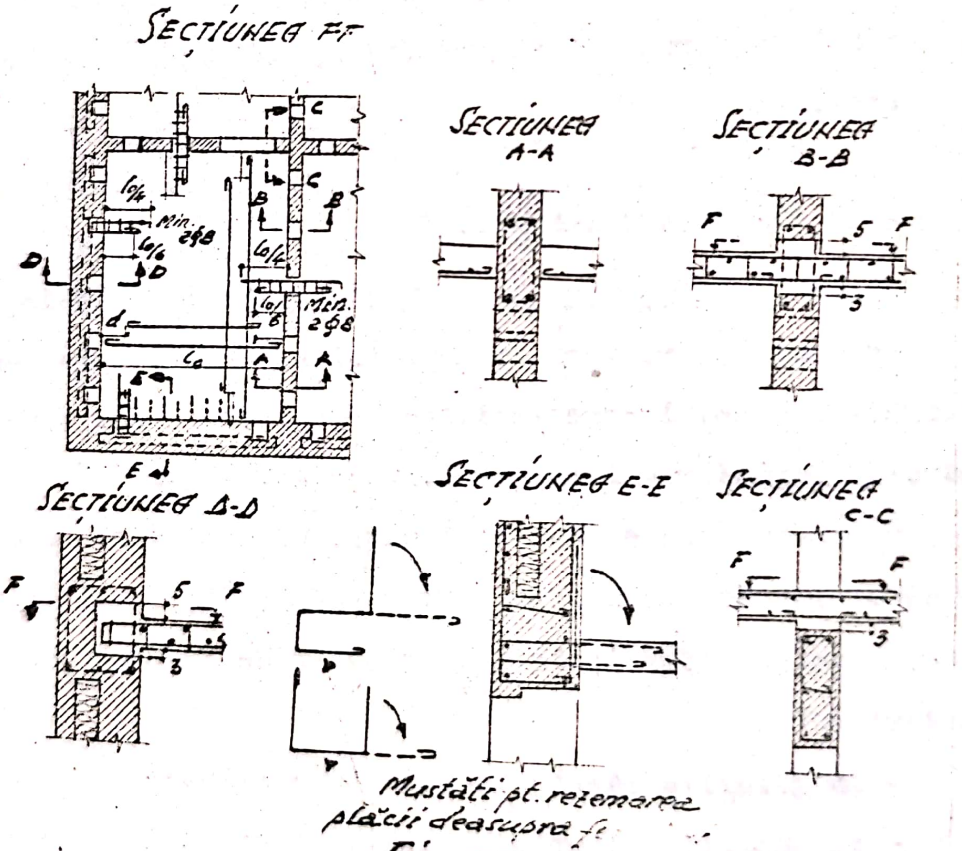


Fig. III.22
Planşee monolit.

- placă pe grinzi , soluţie indicată în cazul deschiderilor sau a încărcărilor mari.

Rezemarea grinzilor intermediare se face în dreptul golurilor lăsate în pereţi, care trebuie să aibă dimensiunile iniţiale mai mari cu 5 - 10 cm decît cele ale secţiunii grinzii.

Planşee tip dală sînt preferabile celor care reclamă grinzi. Atunci cînd grinzile nu pot fi însă evitate , se va acorda o atenţie deosebită rezemării lor şi a asigurării unei legături corespunzătoare cu pereţii .

Plăcile scoase în consolă vor trebui să aibă asigurată continuitatea cu planşeul interior, care trebuie să preia momentul transmis de consolă.

Planşeele monolit se pot executa pe cofraje demontabile de inventar sau pe cofraje coborîtoare .

a. <u>Planşee turnate pe cofraje de inventar.</u>

Cofrajele se alcătuiesc din panouri demontabile (realizate din scîndură , metal, placaj de exterior sau Plin extradur impregnat) susţinute pe grinzi extensibile de lemn, care se reazemă la rîndul lor pe dulapi montaţi în lungul pereţilor (fig.III.23).

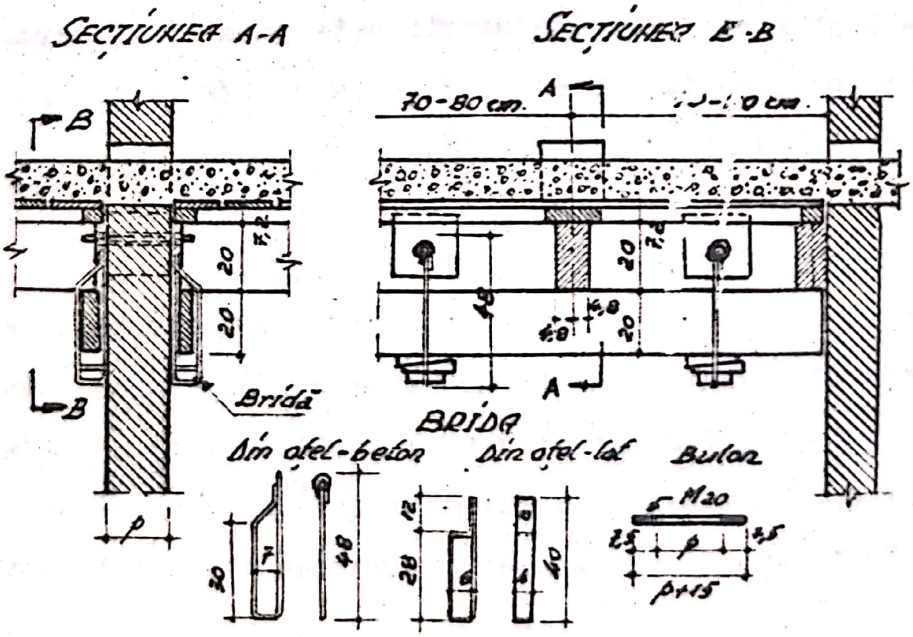


Fig III.23
Cofrarea planşeelor monolit.

Penele de calaj pentru susţinerea dulapilor şi calarea cofrajului la cotă, permit cofrarea şi decofrarea independentă a fiecărui planşeu.

Turnarea planşeelor se poate face , fie după terminarea glisării , începînd de jos în sus , fie în timpul glisării.

b. Planşee cu cofraj coborîtor.

Reprezintă soluţia cea mai avantajoasă din punct de vedere tehnologic .Turnarea planşeelor se face de sus în jos , pe un cofraj coborîtor.

Susţinerea cofrajului se realizează cu tiranţi metalici reglabili , fiind asigurată la început de pereţi , iar ulterior de cel de al doilea sau al treilea planşeu de deasupra ,care sînt deja întărite.

Coborîrea cofrajului se poate face cu ajutorul unei instalaţii centralizată,electrodinamică sau folosind cel puţin trei macarale uşoare.

Utilizarea cofrajelor coborîtoare apare ca soluţia cea mai avantajoasă , prin faptul că se realizează economii de cofraj şi manoperă , prin evitarea demontării cofrajului după terminarea fiecărui planşeu , obţinîndu-se planşee cu suprafeţe plane, care nu mai necesită tencuirea ulterioară.

2. Planşee prefabricate de beton armat

Folosirea elementelor prefabricate la planşee prezintă avantajele specifice metodelor industriale de executare a construcţiilor , care decurg din însăşi caracteristicile lor .Scurtarea timpului de execuţie , realizarea de economii de charestea şi de manoperă , sînt factori care pledează pentru alegerea acestei soluţii.

a. Planşee cu prefabricate uşoare sau de greutate medie.

Se pot utiliza următoarele tipuri de elemente prefabricate:

fîşii cu goluri din beton armat sau beton precomprimat , fîşii din corpuri ceramice asamblate prin betonare sau precomprimare ,etc..

Rezemarea lor se face în găurile lăsate în pereţi la turnare, iar monolitizarea se asigură prin centuri.Forma şi greutatea elementelor prefabricate permite manipularea lor cu macarale uşoare, sau chiar manual.

b. <u>Planşee cu prefabricate grele</u>

Se folosesc elemente prefabricate mari , avînd dimensiunile unei camere , alcătuite din plăci de grosime constantă (fig.III.24)

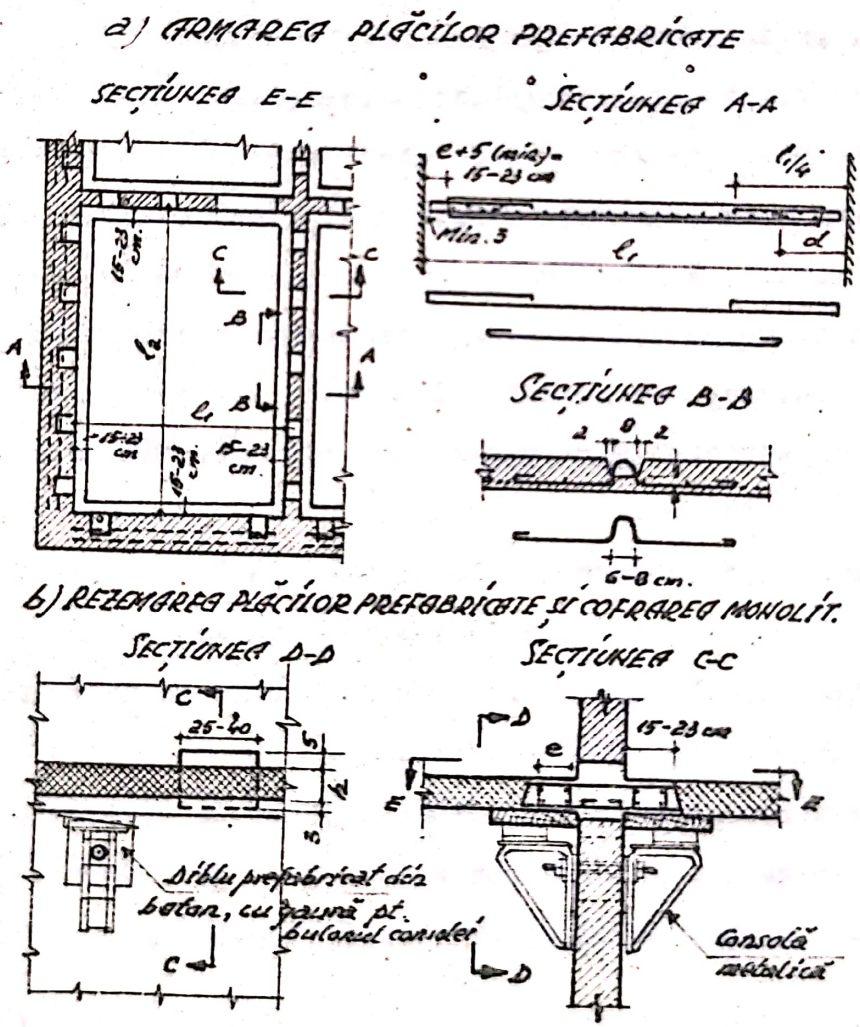


Fig. III.24
Planşee prefabricate la construcţii cu pereţi turnaţi în cofraje glisante.

Turnarea plăcilor prefabricate se face la exteriorul sau la interiorul clădirii , în "pachet " (suprapuse) .Trebuie confecţionate înainte de glisarea pereţilor pentru a permite întărirea lor suficientă , asigurîndu-se în acelaşi timp şi o continuitate de lucru pentru fierari şi betonişti.

Ridicarea lor la cotă şi montarea lor se face cu macarale sau trolii , fiind susţinute provizoriu, pînă la monolitizare ,pe console fixate în pereţi .Monolitizarea este asigurată prin centurile de pe conturul plăcii , rezemarea făcîndu-se în golurile din pereţi lăsate la turnare.

Pentru a se asigura o bună rezemare a plăcii pe centură, marginile , pe întregul contur ,se execută tăşite.

La confecţionarea prefabricatelor şi la monolitizarea lor se foloseşte beton cu marca B.2oo sau B.25o . Prin luarea de măsuri corespunzătoare ca suprafaţa plăcilor să rezulte plană ,se reduce la minimum finisajul ulterior.

Cînd turnarea plăcilor se realizează în exteriorul construcţiei , introducerea lor la locul de montaj se face pe la partea superioară , cu ajutorul unei macarale , montarea făcîndu-se în sens invers , de jos în sus.

Atunci cînd prefabricatele se execută în interiorul clădirii , montarea lor se face de sus în jos, lăsîndu-se în centrul plăcilor cîte un gol la turnare prin care urmează să treacă cîrligul troliului în timpul montajului .

Prin utilizarea de prefabricate grele la planşeele încăperilor , se asigură prefabricarea a 5o - 7o % din suprafaţa totală a planşeului, restul turnîndu-se monolit (coridoare , monolitizări etc..).

Planşeele din prefabricate grele (pînă la 4,5 tone greutate) se pot executa în cazul în care şantierul dispune de o macara corespunzătoare , capabilă să acopere toată suprafaţa construcţiei.

Prefabricatele foarte grele , de lo t.greutate, sau chiar mai mult, pot fi ridicate numai cu verine hidraulice, trolii,etc..

3. Planşee mixte

Soluţia utilizării de planşee mixte, realizate din elemente prefabricate şi din elemente turnate monolit , apare indicată în cazul unor încăperi cu dimensiuni mari (la structura celulară).

Planşeele mixte se pot realiza în numeroase variante ,din care menţionăm:

a. Planşee cu grinzi prefabricate şi placă monolit

Grinzile prefabricate , care susţin placa turnată monolit , se execută din beton armat sau din beton precomprimat .Rezemarea şi fixarea grinzilor se face în locaşuri special amenajate în pereţi.Placa se toarnă după montarea grinzilor , legătura fiind asigurată prin mustăţile de legătură lăsate în grinzi .Pentru rezemarea plăcii , se prevăd şanţuri în pereţi de 3 cm adîncime şi mustăţi lăsate la glisare. La un bloc cu structură rigidă celulară construit la Milwankee (SUA) s-au realizat astfel de planşee mixte la celule de 7,65 x 12,4o m.

b. Planşee cu nervuri dese

Această soluţie este mai rar aplicată , întrucît necesită realizarea unui plafon fals la partea inferioară a nervurilor , fiind indicată pentru deschideri mai mari de 5,oo m, la care ar rezulta o grosime prea mare de placă monolit.

Nervurile se prevăd la o,6o - 1,oo m distanţă .

c.Planşee cu armătură autoportantă şi corpuri de umplutură

Se realizează din grinzişoare autoportante , dispuse la distanţe de o,4o - o,6o m. între care se montează corpuri de umplutură. Peste întregul ansamblu se execută o suprabetonare de 4-5 cm grosime.

Această soluţie prezintă avantajul eliminării cofrajului , fiind indicată pentru deschideri de 5,oo - 7,oo m.

d. Planşee din dulapi prefabricaţi din beton precomprimat şi suprabetonare

Se realizează din dulapi de beton precomprimat cu fire aderente , aşezaţi unul lîngă altul şi rezemaţi pe grinzi din beton armat monolit turnate în lungul pereţilor şi rezemate pe console scurte din beton armat monolit , plasate la distanţa de 7o-9o cm. După montarea dulapilor prefabricaţi, se execută o suprabetonare de 5-6 cm grosime, cu beton B.25o .Grosimea dulapilor prefabricaţi fiind de 3 - 4 cm , rezultă după suprabetonarea lor,o placă de 9-1o cm grosime totală.

Pentru a se asigura o aderenţă suficientă între stratul de beton turnat ulterior şi dulapii prefabricaţi care joacă rolul de armătură ,faţa superioară a dulapilor se striază la confecţionare.

La construcţiile la care pereţii portanţi se execută monolit folosind cofraje glisante , ca şi la celelalte construcţii cu structură rigidă , planşeele trebuiesc concepute în aşa fel încît să constituie şaibe orizontale practic rigide, capabile să asigure conlucrarea spaţială a ansamblului structurii.

In mod curent , dintre soluţiile arătate mai sus , realizarea planşeelor se face în una din următoarele variante principale.

I. Plansee din beton turnat la fata locului sub formă de placă sau placă şi grinzi.

Se execută cu cofraje din panouri demontabile, utilizînd beton cu marca minimă B.2oo .Ordinea executării lor se poate alege astfel :

- Incepînd de la nivelele inferioare , situaţie în care cofrajele pentru planşee reazemă pe console metalice prinse în pe-

reţi , sau pe popi metalici telescopici.

- Incepînd de la nivelele superioare ale clădirii, folosindu-se în acest caz cofraje coborîtoare suspendate.

Placa se armează cu o reţea de bare de oţel beton aşezate la partea inferioară , din care cel puţin jumătate se duc pînă la faţa pereţilor şi călăreţi aşezaţi la partea superioară.Călăreţii trec prin golurile de rezemare lăsate în pereţi şi pătrund în deschidere pe o lungime egală cel puţin cu 1/4 l_o, unde " l_o" este deschiderea de calcul a plăcii (lumina dintre pereţi pe direcţia respectivă) fig.III.25.

Călăreţii se montează sub forma unor carcase , avînd rolul să asigure continuitatea plăcii în dreptul golurilor de rezemare şi a golurilor de uşi.La partea superioară se prevede secţiunea de armătură rezultată din calcul, iar la partea inferioară cel puţin 2 bare φ 8 care pătrund în deschidere pe o lungime egală cu 1/6 l_o , dar minimum 3o φ . Legătura se face cu etrieri φ 6 la 15 - 2o cm.

Cu respectarea acestor măsuri , plăcile se pot considera în calcul simplu rezemate pe pereţii marginali şi continue pe rezemele date de pereţii intermediari. Barele plăcii oprite în cîmp , se prelungesc dincolo de secţiunea în care nu mai sînt necesare din calcul, astfel încît să se asigure lungimea de ancorare necesară .

Verificarea eforturilor principale de întindere se va face pe conturul determinat conform fig.III.26.

Cînd eforturile principale depăşesc valorile admisibile,se va mări grosimea plăcii,sau se va face o redistribuire a golurilor admise.

Amplasarea golurilor pentru instalaţii se va face în afara zonelor de rezemare ale plăcii, ele fiind lăsate încă de la turnare . Acolo unde este cazul , se dispune în jurul lor o armătură

suplimentară.

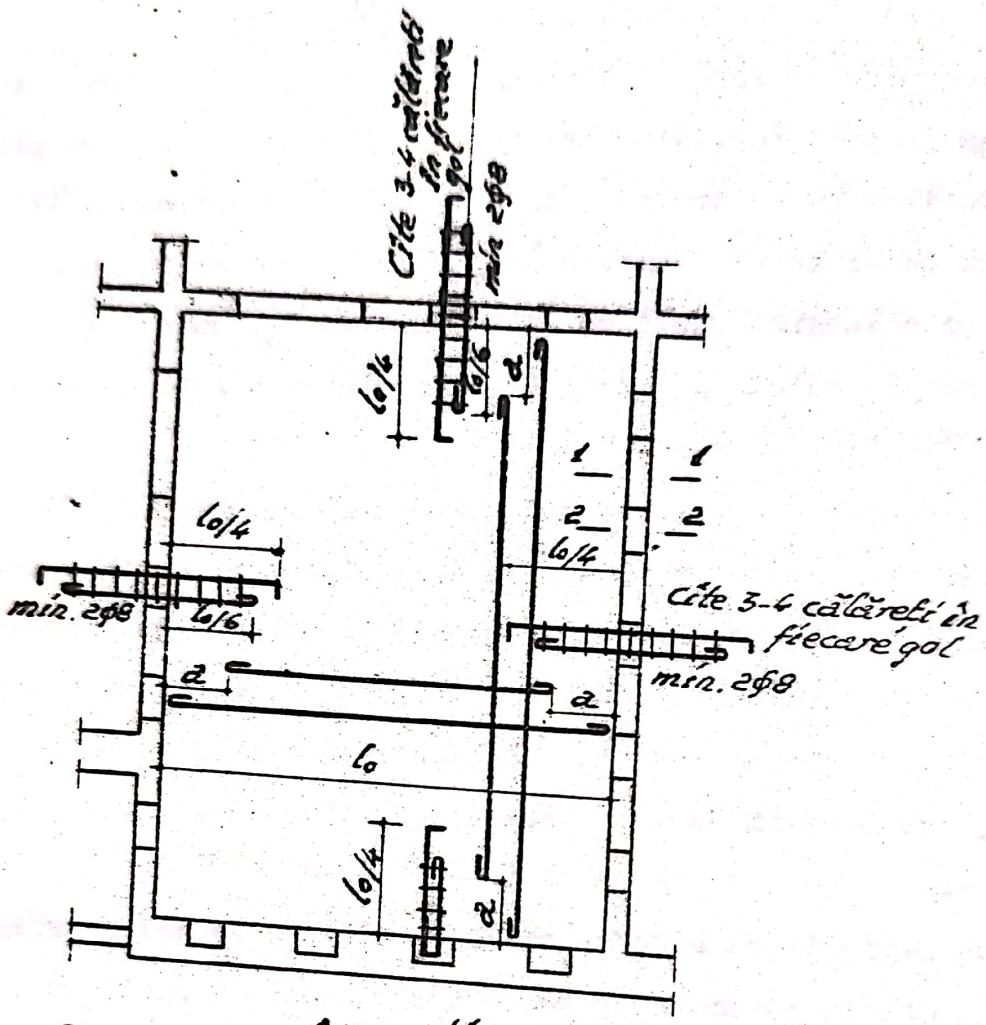


Fig. III.25

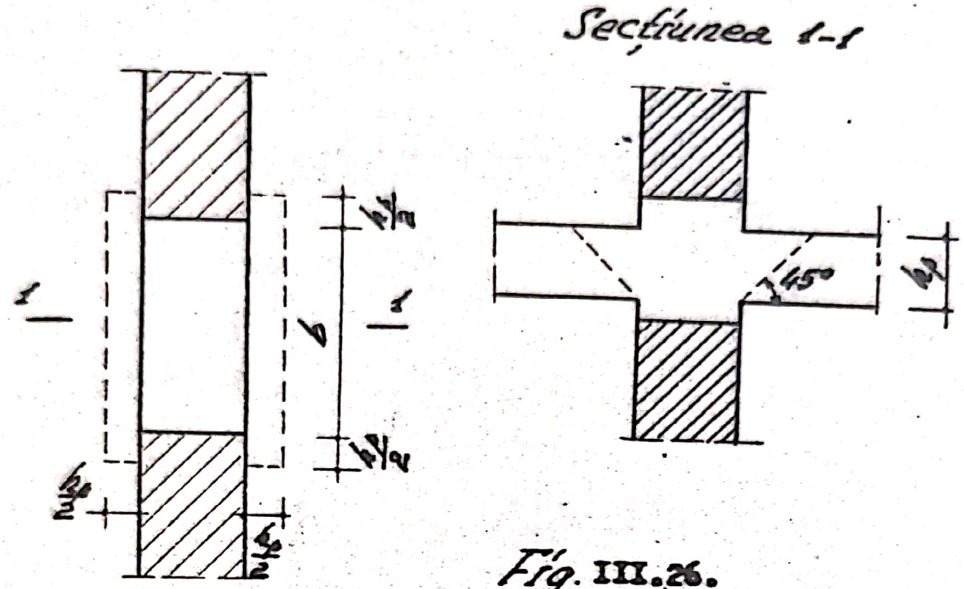


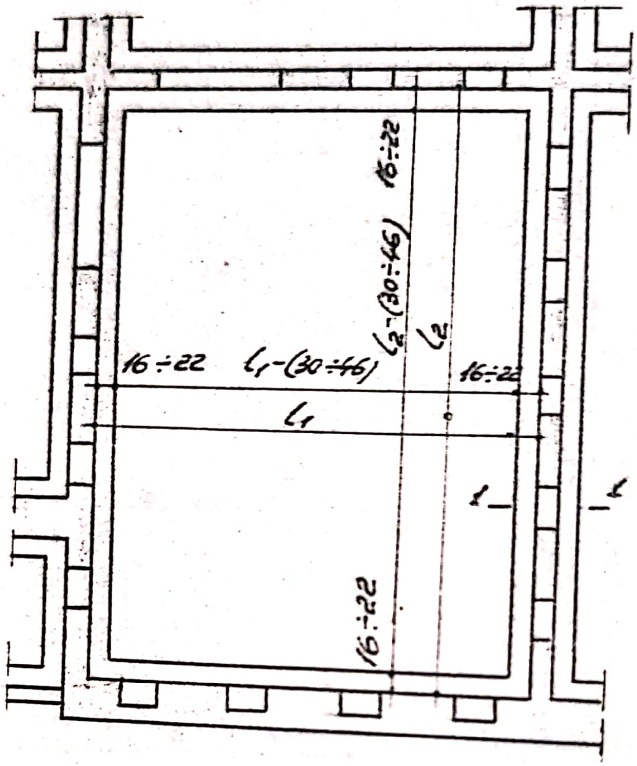
Fig. III.26.

II. Planșee din plăci preturnate, avînd dimensiuni apropiate de cele ale încăperilor , rezemate pe fîșii perimetrale monolite cu grosimea egală a plăcilor (fig.III.27)

Plăcile preturnate au dimensiunile în plan , reduse cu 3o - 45 cm față de dimensiunile încăperii respective.

In cazul în care greutatea întregii plăci depășește posibilitățile utilajului care va servi la montajul lor ,se pot concepe două sau mai multe elemente preturnate.

Plăcile preturnate se execută în ateliere de prefabricate sau pe șantier , utilizînd beton B.2oo sau B.25o .Grosimea lor se stabilește pe baza criteriilor de rezistență și de rigiditate valabile pentru plăcile turnate monolit , dar nu va fi mai mică de 8 cm .Armarea se face cu o rețea așezată la partea inferioară avînd cel puțin jumătate din bare scoase în afara marginilor plăcii și care se ancorează la partea ei superioară , formînd



Secțiunea 1-1

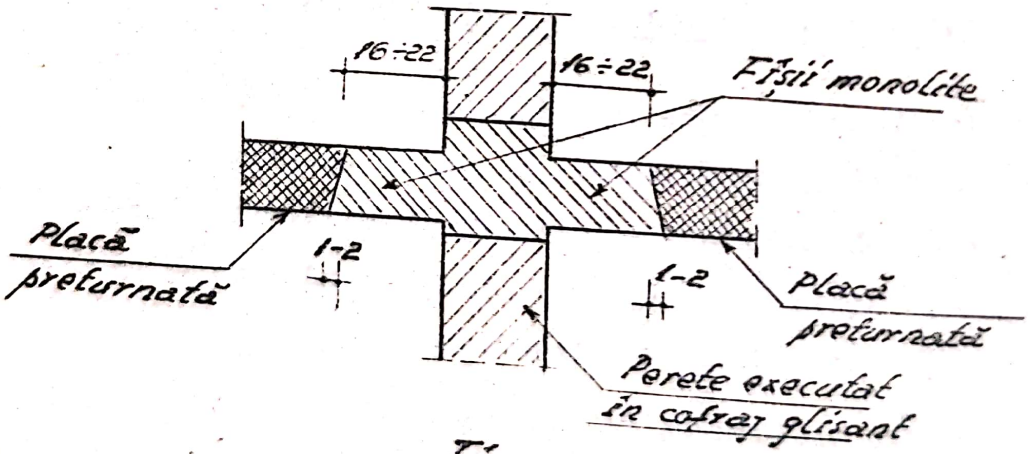


Fig. III.27

bucle (fig.III.28)

Pentru a se realiza o rezemare corespunzătoare pe fîşiile

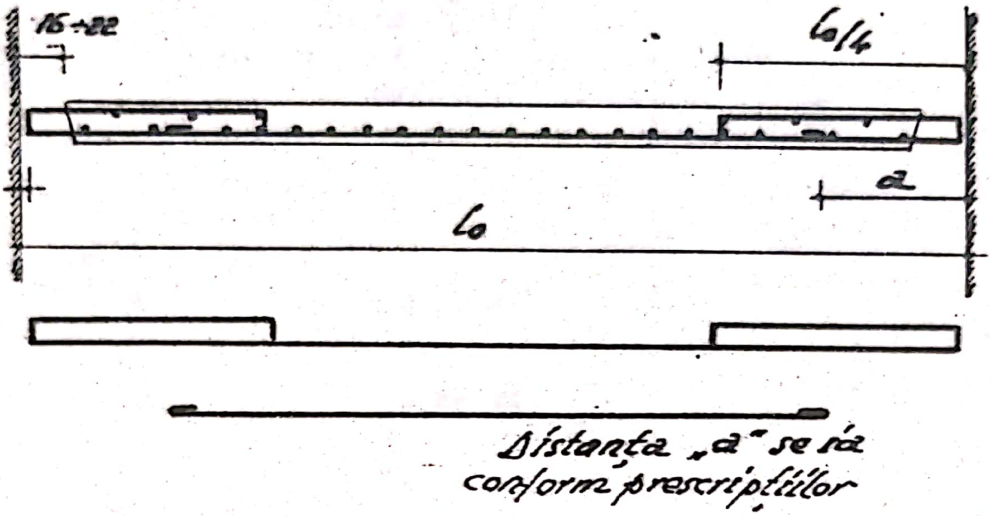


Fig. III.28

turnate monolit, plăcile preturnate se execută cu un fruht de 1 - 2 cm. pe feţele lor laterale.

Barele introduse în golurile de rezemare (cîte 3 - 4 bare închise , cu ϕ 8 - 12 mm) se vor petrece cu buclele plăcii pe o lungime egală cu 15 ϕ (fig.III.29), iar paralel cu peretele se introduc de fiecare parte cîte patru bare de repartiţie cu ϕ 6-8 mm care se înădesc în secţiuni decalate prin suprapunere pe lungimea 30 ϕ(fig.III.30).

Armătura efectivă existentă pe întreaga lungime a reazemului pe baza căruia se calculează momentul capabil al unei secţiuni de rezemare,care are continuitatea asigurată , se consideră cea mai mică din următoarele valori:

- suma secţiunilor buclelor de la partea superioară a plăcii , pe lungimea laturii respective ,

- suma secţiunilor barelor de la partea superioară a plăcii de pe faţa opusă a peretelui .

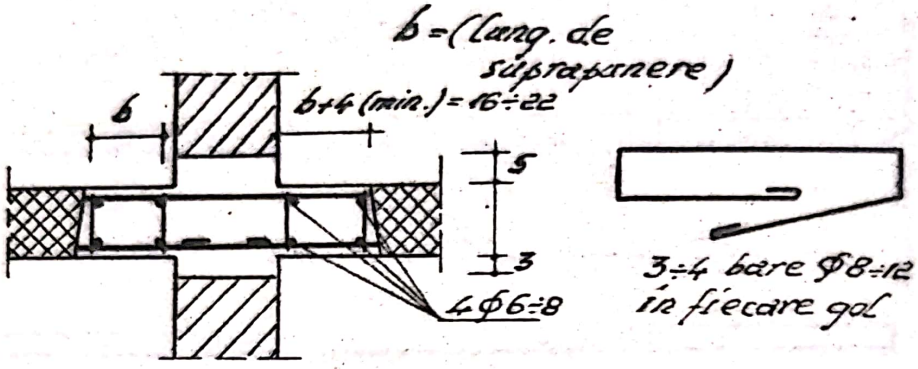


Fig. III.29.a

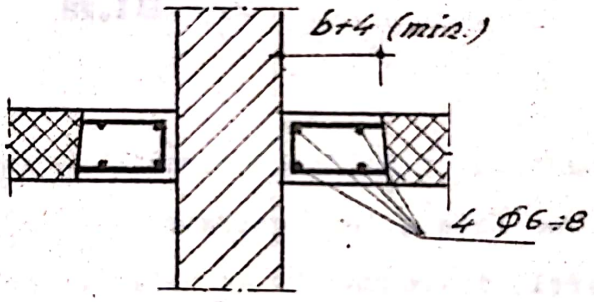


Fig. III.29.b.

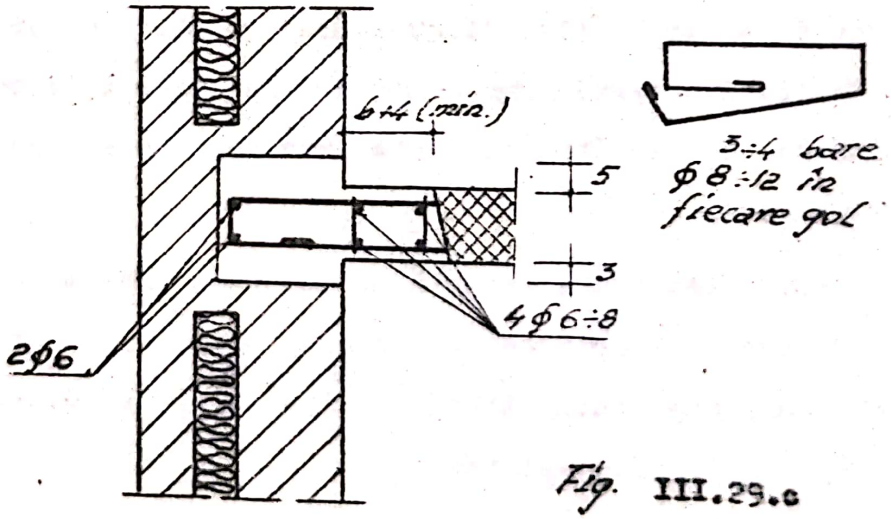


Fig. III.29.c

- suma secţiunilor barelor din golurile de rezemare ,pe lungimea laturii respective .

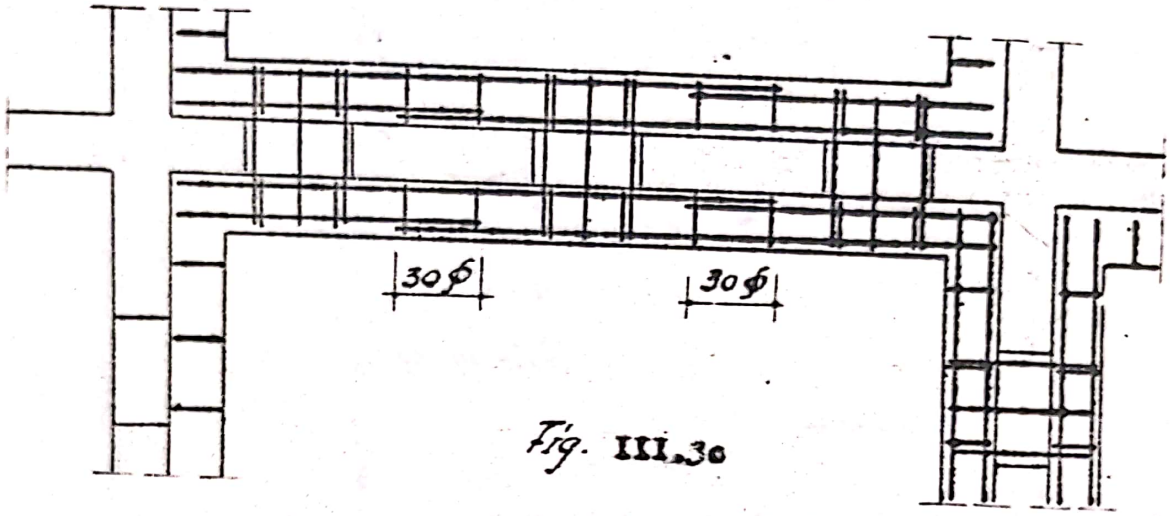


Fig. III.30

Verificarea prin calcul a plăcilor preturnate trebuie făcută şi în următoarele situaţii ale fazei de montaj :

- la ridicarea de pe platforma de betonare ; în acest caz , aderenţa se ia în funcţie de stratul separator, dar minimum 75 daN/m^2.

- la montare, înainte de betonarea centurilor; în această situaţie placa se consideră rezemată pe două laturi şi încărcată cu o sarcină de minimum 125 daN/m^2 .

Pentru ridicarea plăcilor în timpul montajului se prevăd urechi din oţel -beton (fig.III.31).

Aşa după cum s-a arătat, montarea lor se face fie prin lifţare ,fie cu ajutorul unei macarale -turn, prin introducerea lor pe la partea superioară a clădirii.

La fîşiile de monolitizare se utilizează beton de marca B.200 sau B.250.

Golurile necesare pentru instalaţii,lăsate la turnarea plăcii ,se vor amplasa în afara dinţilor de rezemare.

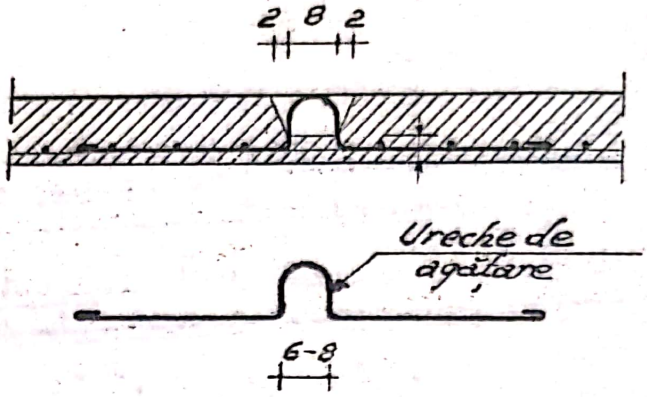


Fig. III 31

3.2.2. Planşeele construcţiilor executate cu cofraje metalice plane.

La construcţiile la care pereţii portanţi interiori se execută monolit folosind cofraje metalice plane, planşeele din beton armat prefabricate sînt de asemenea foarte avantajoase , atît în ceea ce priveşte consumul de manoperă , preţ de cost , viteza de execuţie şi calitate, cît şi în privinţa asigurării rolului important de şaibă orizontală , la acţiunile încărcărilor seismice.

Planşee din plăci mari prefabricate

Se prevăd la clădirile cu pereţi portanţi dispuşi la distanţe mai mici de 4,5o m. Se confecţionează de mărimea unei camere, avînd grosimea :

h_p = 1o - 12 cm, cînd au secţiunea plină

h_p = 14 - 16 cm, cînd secţiunea este cu goluri rotunde.

Asigurarea continuităţii pe reazime a plăcilor prefabricate se face prin betonarea centurilor peste pereţii interiori , în care se petrec şi buclele de armătură ale plăcii şi la care se montează două bare longitudinale dispuse suprapus (fig.III.32).

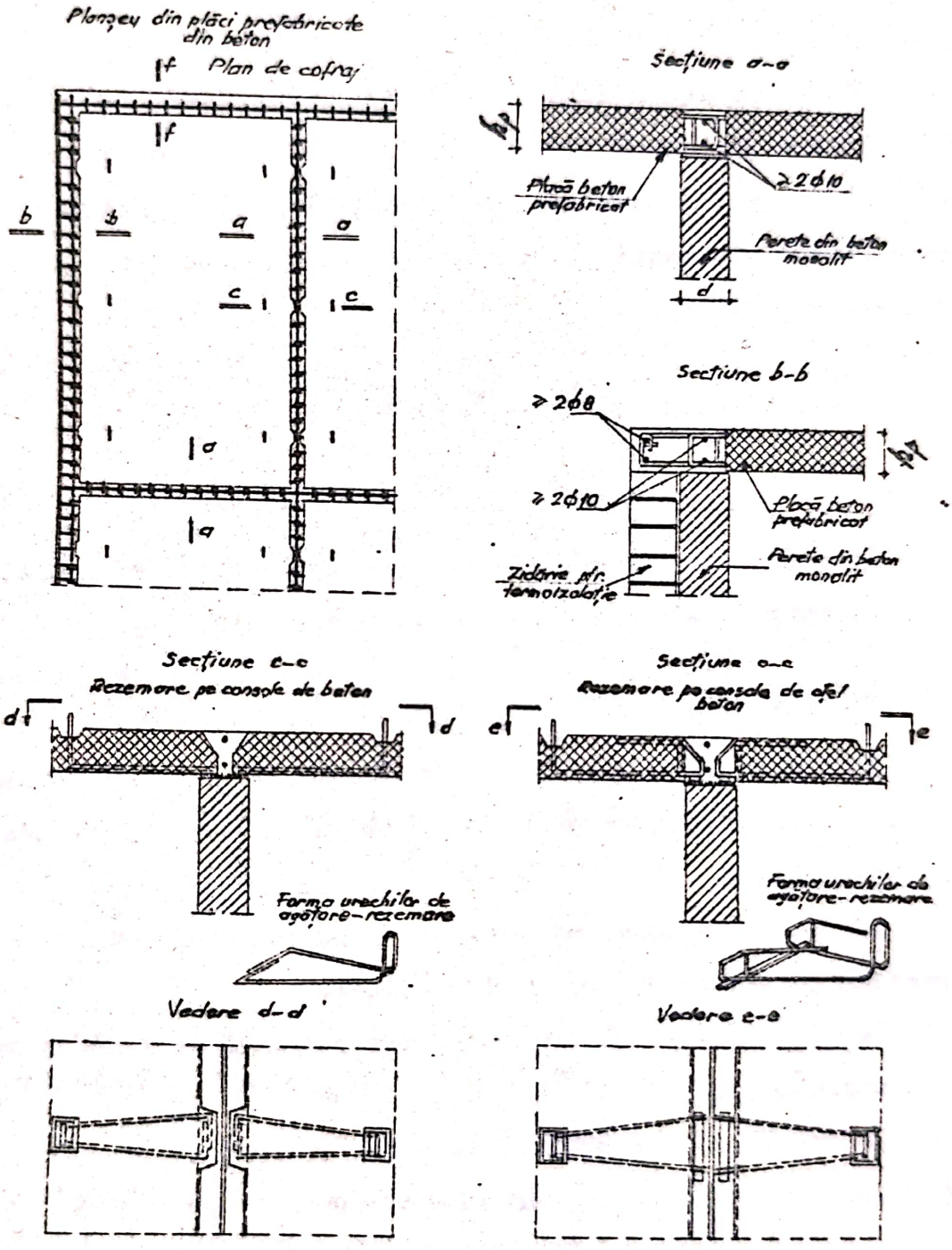


Fig. III.32.

Alcătuiri pentru planșee din panouri mari prefabricate.

La montaj, rezemarea se face pe console de beton sau din oţel beton .Consolele de beton prezintă dezavantajul că strangulează în dreptul lor centurile de pe pereţi, în timp ce consolele de oţel beton asigură continuitatea verticală a pereţilor pe toată lungimea lor .

Deosebirea lor faţă de plăcile prefabricate utilizate la construcţiile executate cu cofraje glisante, constă în faptul că dimensiunile în plan trebuie să fie mai mari cu 1 cm decît lumina dintre pereţii portanţi ai structurii realizată în cofraje metalice plane. Rezultă deci:

$$\ell_1 = \ell_{o_1} + 1 \text{ cm}$$

$$\ell_2 = \ell_{o_2} + 1 \text{ cm} .$$

In cazul deschiderilor mari se pot folosi plăci prefabricate cu goluri rotunde sau una din următoarele soluţii :

Planşee pe grinzi intermediare

Pentru fragmentarea deschiderilor mari se prevăd grinzi intermediare , care permit folosirea soluţiei de planşeu cu plăci mari prefabricate.

Grinzile intermediare sînt tot elemente prefabricate care se reazemă pe pereţi în locaşuri speciale.

Se recomandă ca armarea plăcilor pline să se facă cu plase sudate uzinate.

In fig.III.33 se arată alcătuirea panourilor mari folosite la planşee , prezentîndu-se planul de cofraj şi principiile de armare .

Planşee predale

Se folosesc la planşee cu deschideri între 3,5o şi 6,oo m., putînd acoperi suprafeţele pînă la 5o m^2 (fig.III.34).

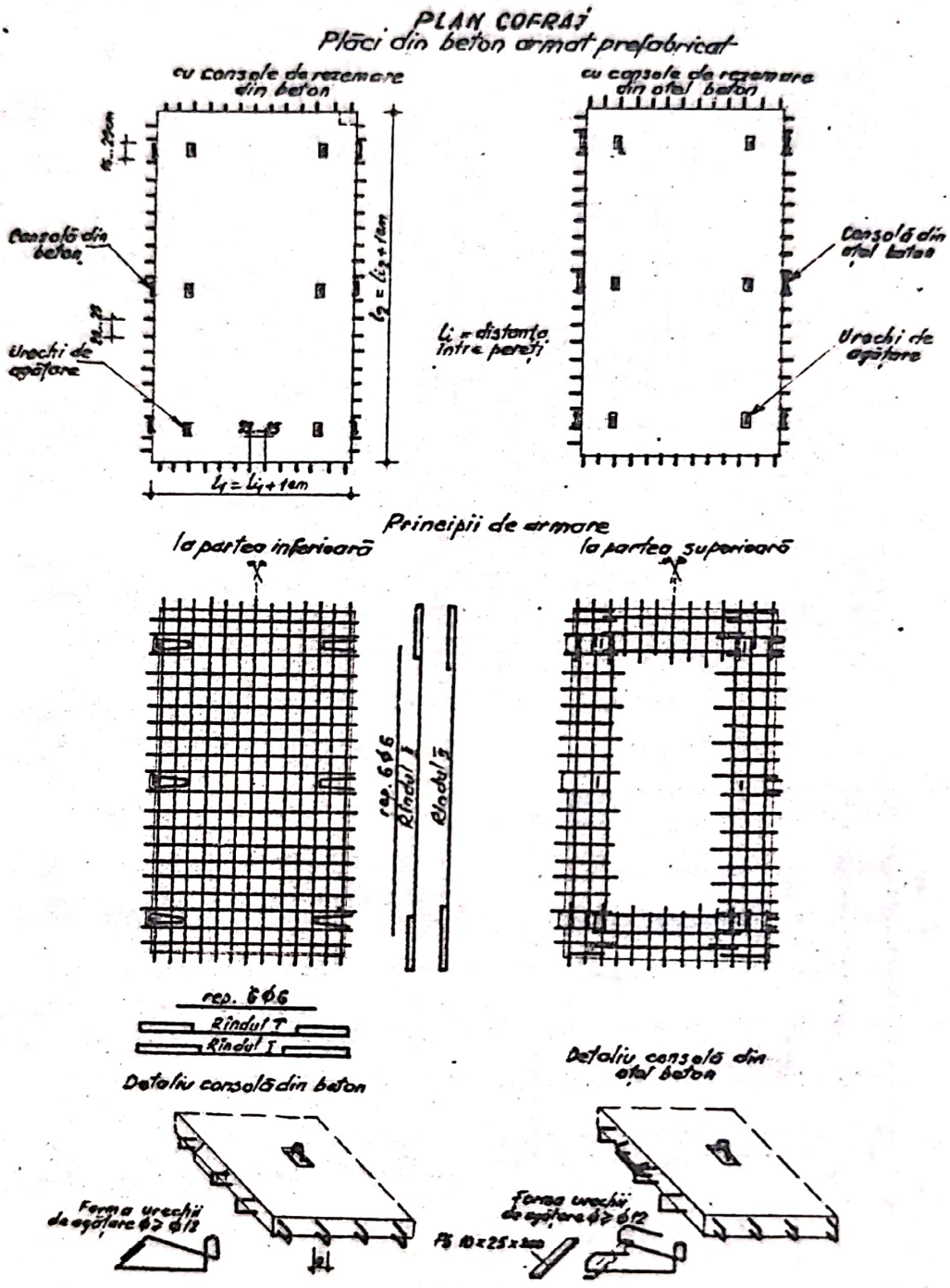


Fig. III.33
Alcătuirea panourilor mari pentru planșee.

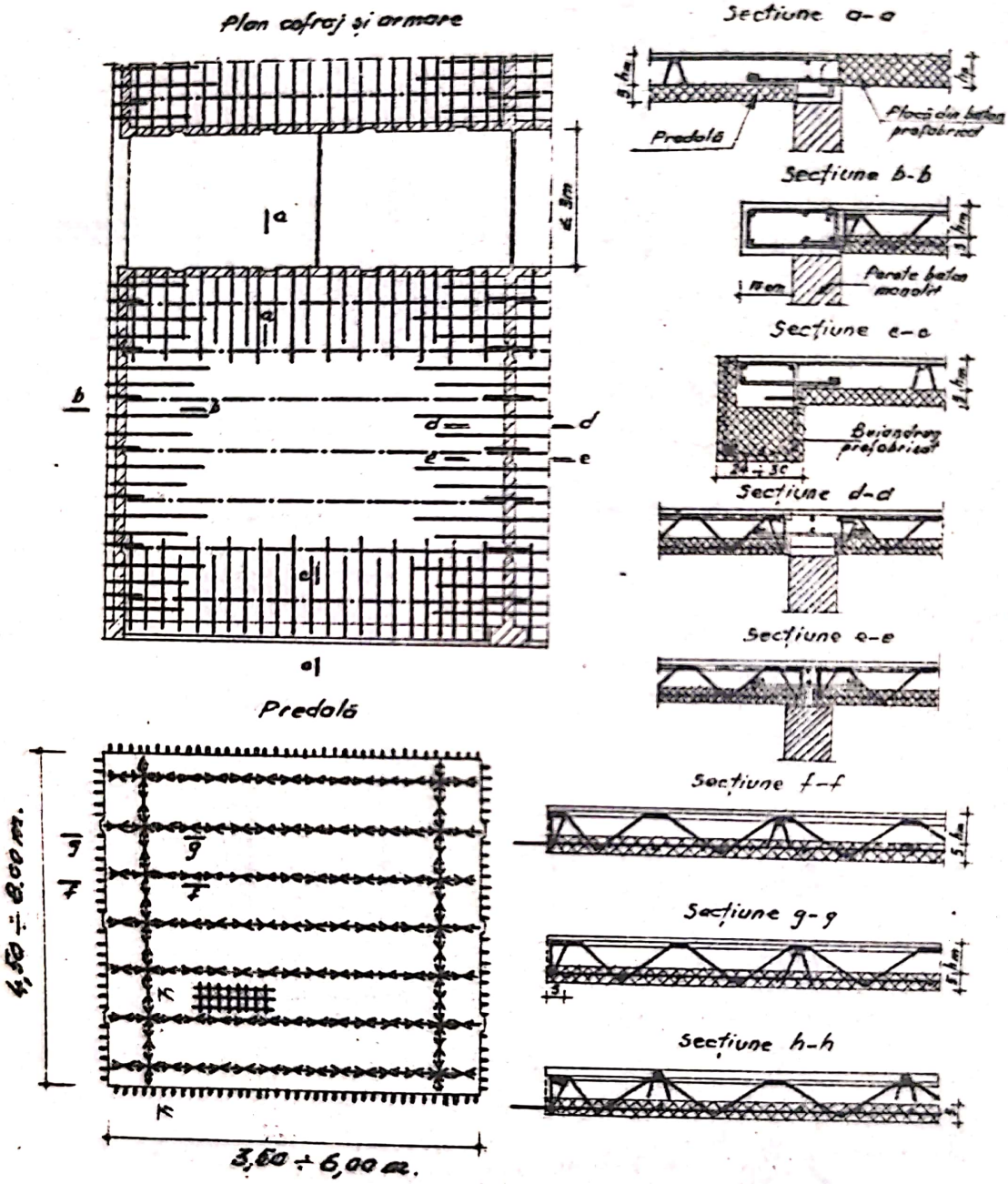


Fig. III.34

Alcătuirea planșeelor cu predale și plăci prefabricate

Se realizează din plăci suoţiri din beton prefabricat consolidate cu grinzişoare din oţel beton , peste care se toarnă beton monolit realizîndu-se astfel o suprabetonare care asigură monolitismul planşeului.

Placa inferioară din beton armat prefabricat, care formează de fapt şi cofrajul stratului monolit superior, are grosimea de 4 - 6 cm. şi conţine întreaga armătură necesară planşeului la partea inferioară .

Planşeele predale se folosesc la clădirile la care nu se admit grinzi la tavane, pe considerente estetice sau funcţionale. La aceste construcţii , pe anumite porţiuni cu deschideri de rezemare mai mici , se pot prevedea şi plăci prefabricate pline.

3.2.3. Planşee la clădiri din panouri mari

Planşeele clădirilor executate din panouri mari se realizează în mod curent din prefabricate mari ,tip dală.

La structura celulară , dacă panourile de faţadă sînt neportante , planşeele se pot concepe în următoarele variante:

- planşee din fîşii cu goluri , de mare deschidere , din beton precomprimat , rezemate pe diafragmele transversale,

- planşee din panouri mari tip dală, cu sau fără grinzi aparente la tavan (funcţie de mărimea deschiderii), rezemate la faţadă pe stîlpi din beton armat sau pe stîlpi metalici tubulari.

Clădirile din panouri mari amplasate în regiuni seismice vor fi prevăzute cu panouri portante şi la faţade , iar planşeele se vor realiza din panouri de planşeu avînd mărimea unei camere , soluţie care duce la eliminarea rosturilor în tavan ,care apar în varianta fîşii cu goluri sau a grinzilor aparente , în cazul folosirii unor panouri mari tip dală.

Ca elemente asamblate pe nivel, aceste panouri de planşee formează o şaibă de mare rigiditate , capabilă şi la construcţiile

din prefabricate , să preia şi să transmită încărcările orizontale la diafragmele verticale .

Ca elemente izolate ele transmit panourilor de pereţi încărcările aferente, rigidizează în plan orizontal celula spaţială formată din pereţi şi asigură în acelaşi timp condiţii de izolare fonică între nivele , la zgomote aeriene şi de impact.

Panourile de planşeu se pozează pe mortar , care se aşterne în exces pe panourile de pereţi , în dreptul elementelor de rezemare .Lăţimea de rezemare pe panoul de perete trebuie să fie conform prevederilor proiectului, admiţîndu-se o reducere de cel mult 1 cm.

3.3.Alcătuiri constructive la scări interioare

Alcătuirea scărilor din elemente prefabricate (rampe şi podeste) reprezintă soluţia cea mai avantajoasă, întrucît înlătură inconvenientele legate de execuţia prin metodele tradiţionale, din beton monolit , care reclamă durată mare de execuţie şi un consum sporit de manoperă .

Realizînd elementele prefabricate cu faţa interioară plană, execuţia lor devine foarte uşoară prin turnarea pe platforme orizontale de inventar, cu un grad superior de finisare.

Montarea acestor elemente prefabricate turnate separat (rampe şi podeste de capăt) se poate face rapid şi cu suficientă precizie .La scările cu două rampe , podestul intermediar se va executa monolit , legătura cu pereţii turnaţi monolit fiind asigurată prin bucle de armătură rabătută, care sînt lăsate de la turnarea acestora (fig.III.35).

La clădirile din panouri mari se utilizează în mod curent panouri unice de rampă şi podeste adiacente . In acest caz rezemarea lor se face pe panourile de pereţi exteriori , ceea ce impune decalarea rosturilor orizontale la casa scării ,faţă de restul

clădirii.

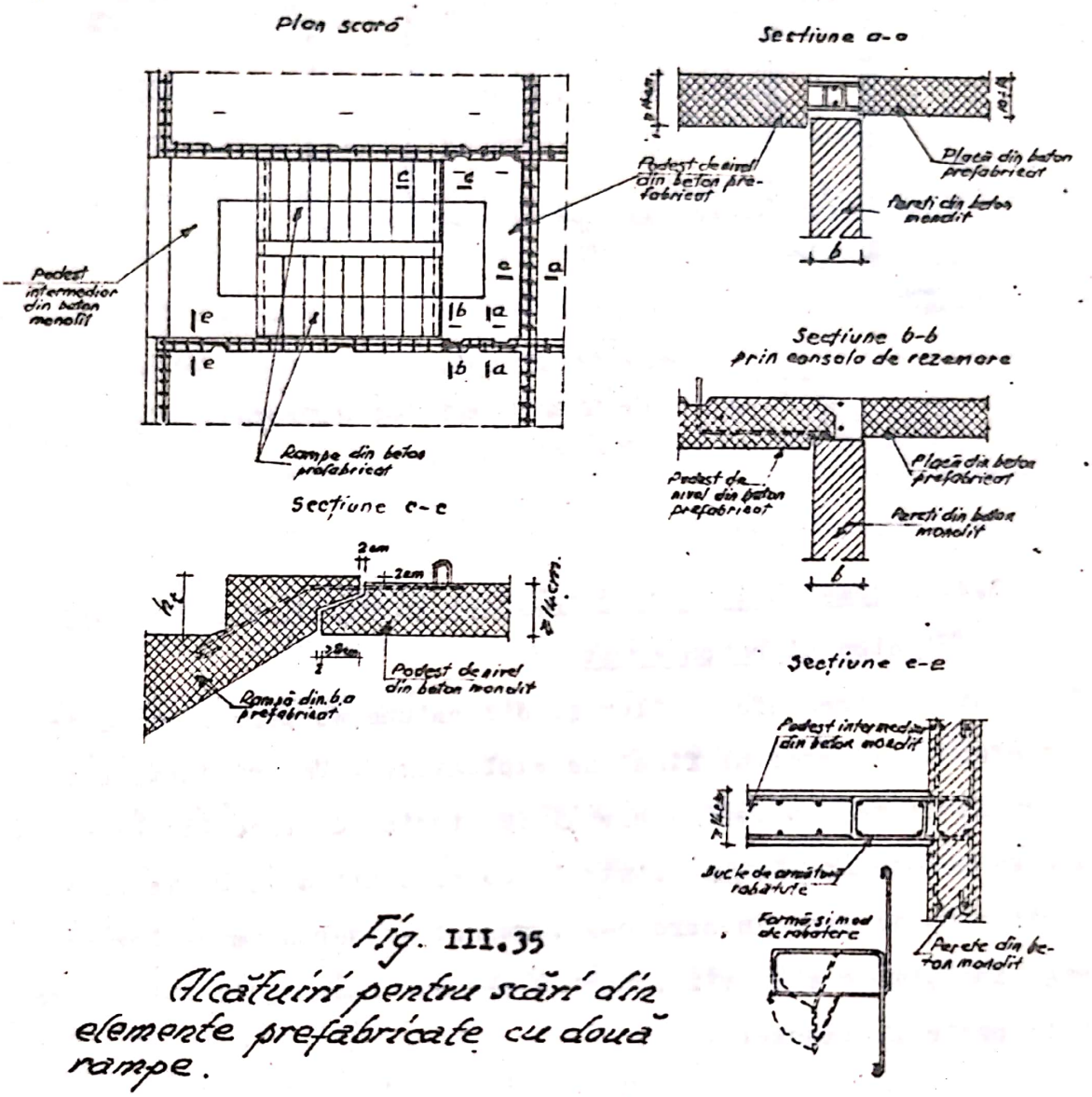


Fig. III.35

Alcătuiri pentru scări din elemente prefabricate cu două rampe.

In cazul scărilor realizate din elemente prefabricate separate , rezemarea rampelor se face pe podeste purtate de console scurte, aflate în lungul panourilor de pereţi interiori transversali , sau care pătrund în nişele speciale din acele panouri.

In fig.III.36 se arată o scară cu o rampă şi cu podest , ambele prefabricate.

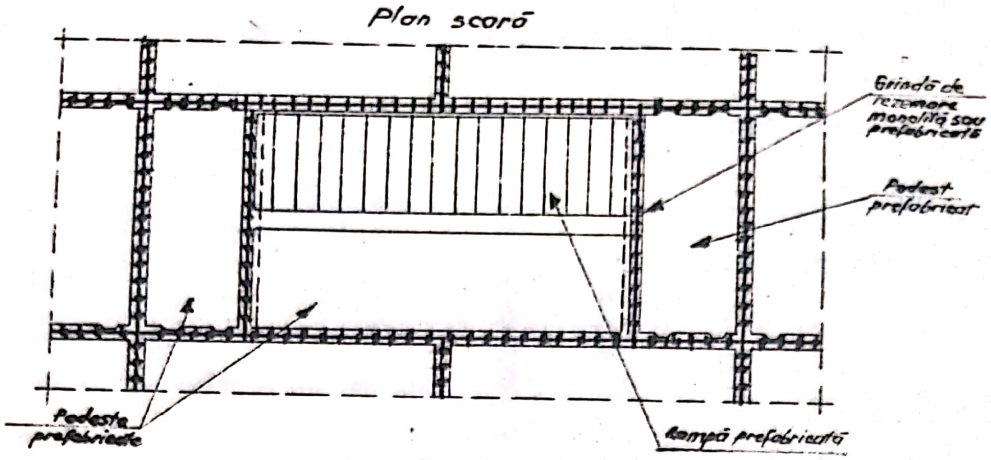


Fig. III.36.
Alcătuiri pentru scări cu o rampă din elemente prefabricate.

3.4. Recomandări privind calculul pereţilor portanţi din beton şi beton armat

Determinarea eforturilor şi dimensionarea pereţilor portanţi se va efectua în stadiul final de exploatare . Uneori însă, este necesar să se facă o verificare şi în stadiul de execuţie.De exemplu , la construcţiile executate în cofraje glisante se va face şi o verificare în faza în care s-a terminat glisarea pereţilor pe întreaga înălţime a clădirii , dar nu s-au executat , în totalitate, sau în parte , planşeele.

3.4.1. Calculul în stadiul de exploatare

Calculul se face la acţiunea simultană a sarcinilor verticale şi orizontale , precum şi a altor efecte , prin asimilarea lor cu acţiunea unor sarcini.

Sarcinile orizontale , reprezentate de acţiunea seismică sau de acţiunea vîntului , nu vor fi considerate ca acţionînd concomitent.

Cînd sînt asigurate condiţiile constructive pentru ca plan-

geele să constituie şaibe orizontale practic rigide , se obţine o conlucrare spaţială a ansamblului structurii , realizîndu-se la fiecare nivel o deplasare egală a tuturor diafragmelor , dacă prin soluţiile de alcătuire a structurii se evită efectul de torsiune generală.

Dacă poziţia centrului de rigiditate a ansamblului diafragmelor nu coincide cu poziţia centrului maselor , ia naştere un moment de torsiune generală. Acest moment se va distribui la diafragme sub forma unor cupluri de forţe suplimentare ,care se vor suprapune peste celelalte forţe orizontale, rezultate în urma repartizării forţei tăietoare de nivel, la diafragmele verticale.

Repartizarea încărcării orizontale de nivel la diafragme se poate face proporţional cu rigidităţile relative de nivel ale acestora pe direcţia de acţiune respectivă.

Calculul eforturilor (forţă axială, forţă tăietoare ,moment încovoietor)la diafragmele fără goluri de uşi şi ferestre (pline) se va face după regulile curente ale mecanicii construcţiilor.

Dacă $H/B \geq 1$, calculul eforturilor unitare în secţiune se va face în stadiul elastic , pe baza ipotezelor rezistenţei materialelor.

Dacă $H/B < 1$ este necesară efectuarea unui calcul mai exact, unde :

H = înălţimea totală a diafragmei

B = lungimea diafragmei .

Calculul eforturilor provocate de acţiunea sarcinilor seismice la diafragmele cu goluri se poate efectua pe baza metodei Albigès - Goulet , sau cu o altă metodă recunoscută, considerînd deformaţia elastică a ansamblului format din lamelele verticale (şpaleţi)şi buiandrugi .

In afară de acest calcul , se va face şi o verificare a şpaleţilor , în ipoteza buiandrugilor pendulari (cu rigiditate nulă)

recalculînd perioada proprie de vibraţie , prin luarea în considerare a rigidităţii micşorată a diafragmelor structurii , după care se determină sarcinile seismice corespunzătoare. La această verificare , se admite reducerea valorii coeficientului de siguranţă cu 10% faţă de cea utilizată în cazul în care se ţine seama de rigiditatea buiandrugilor.

3.4.2. Verificarea în stadiul de execuţie.

La construcţiile executate în cofraje glisante, după terminarea glisării , asupra pereţilor acţionează în afară de celelalte sarcini verticale şi greutatea ansamblului cofrajului glisant.De această greutate trebuie să se ţină seama la determinarea sarcinilor seismice,în vederea efectuării unei verificări în acest stadiu de execuţie.

La verificare nu se ia în considerare acţiunea concomitentă a vîntului şi cutremurelor.Se va ţine însă seama de conlucrarea spaţială redusă a elementelor structurii de rezistenţă ,datorită absenţei totale sau parţiale a planşeelor.Structura trebuie totuşi astfel concepută încît verificarea în acest stadiu să nu ducă la supradimensionarea pereţilor.

La verificarea secţiunilor se ia în considerare rezistenţa betonului corespunzînd vîrstei atinse în acest stadiu (conform STAS 1275-62, anexa 2).

Calculul secţiunii diafragmelor

Verificarea zonei comprimate se face în secţiunile curente (între planşee), ţinîndu-se seama de influenţa flambajului .

Peretele se consideră fixat pe laturile respective atunci cînd este legat de un planşeu practic indeformabil în planul său, sau de un perete de rigidizare de pe cealaltă direcţie. Conlucrarea cu peretele de rigidizare trebuie să fie egală cel puţin cu

1/5 din înălţimea nivelului (fig.III.37.a).

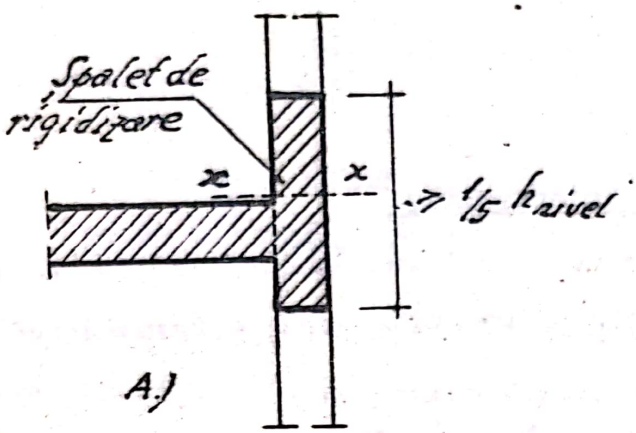


Fig. III 37 a

$$I_{x-x}^{(B)} \geq I_{x-x}^{(A)}$$

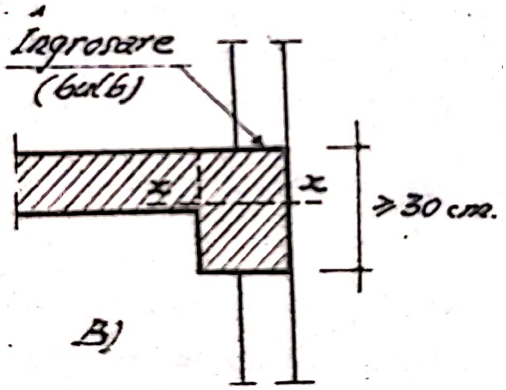


Fig. III.37.b

In cazul existenţei golurilor de uşă sau fereastră în peretele de rigidizare , şpaletul cuprins între peretele considerat şi golul respectiv trebuie să aibă o lungime cel puţin egală cu 1/5 din înălţimea golului.

Asigurarea rigidizării peretelui se poate face şi prin executarea unui bulb de beton armat, avînd latura perpendiculară pe peretele considerat de minimum 3o cm (fig-III.37.b).

Secţiunea orizontală a bulbului se va lua astfel încît momentul de inerţie faţă de axa proprie paralelă cu peretele

considerat, să fie cel puţin egal cu momentul de inerţie a unui şpalet de rigidizare.

$$I_{x-x}^{(B)} \geq I_{x-x}^{(A)}$$

Calculul buiandrugilor

Determinarea momentului încovoietor în secţiunile de încastrare a buiandrugului se calculează cu formula :

$$M = \pm T\left(\frac{\ell_o}{2} + \frac{h_b}{4}\right)$$

unde: T = forţa tăietoare în buiandrug sub acţiunea sarcinilor (verticale şi orizontale)

ℓ_o = lăţimea golului

h_b = înălţimea buiandrugului.

Eforturile unitare principale de întindere se determină conform prescripţiilor pentru elementele de beton armat.

C A P I T O L U L IV

CONSIDERATII GENERALE ASUPRA FENOMENELOR SEISMICE . STRUCTURA GLOBULUI TERESTRU

Pămîntul se găseşte într-o continuă agitaţie microseismică, ceea ce face ca scoarţa lui , contrar aparenţelor , să sufere pretutindeni şi necontenit uşoare oscilaţii .Faptul acesta poate fi semnalat cu ajutorul aparatelor construite anume pentru înregistrarea acestor mişcări (seismometre sau accelerometre).

Uneori se întîmplă însă să se producă în unele părţi ale scoarţei pămîntului, din cînd în cînd şi pe neaşteptate , mişcări brusce care dau naştere la zguduiri , la oscilaţii care se succed foarte repede şi se propagă în toate direcţiile cu mare repeziciune .Aceste mişcări se pot produce din cauze diferite şi au o durată foarte scurtă .Fenomenul acesta natural este cunoscut sub numele de cutremur de pămînt.

Numeroase regiuni ale globului pămîntesc sînt supuse acţiunii acestor fenomene care fac parte din categoria fenomenelor celor mai îngrozitoare ale naturii.

Efectul nefast pe care îl au cutremurele asupra psihologiei oamenilor este explicabil, dacă ne gîndim la caracterul lor neprevăzut , la consecinţele lor distrugătoare şi la sacrificiile de vieţi omeneşti .

Se pot cita cutremure de pămînt atît de violente , încît au adus modificări radicale în geografia unor regiuni întregi şi care numai în cîteva secunde au produs sacrificări de vieţi omeneşti şi pagube materiale mai mari şi mai costisitoare decît le-ar fi putut produce un conflict armat local.

Acţiunea distructivă a cutremurelor a făcut , de asemenea, ca multe din monumentele vechilor civilizaţii să nu poată dăinui pînă în zilele noastre . Aşa s-a întîmplat de exemplu cu una din cele şapte minuni ale antichităţii, celebrul far din Alexandria , distrus de unul din cutremurele care au bîntuit regiunile Mării Mediterane , restaurat după aceea şi avariat din nou la cutremurul din anul 1182 .Farul din Alexandria n-a putut totuşi dăinui pînă în zilele noastre fiind complet distrus în urma cutremurelor din anii 13o3 şi 1375 , cînd ultimile resturi s-au prăbuşit în mare.

Dintre cutremurele cu urmări catastrofale se poate cita şi cutremurul din dimineaţa zilei de 1 noiembrie 1775 de la Lisabona, însoţit de o revărsare a oceanului în valuri uriaşe (aşa numitele " ţunami ") care au atins înălţimi între 15 şi 3o m şi care au făcut circa 6o ooo de victime , provocînd şi numeroase pagube materiale.Acest cutremur a constat din trei zguduiri , succedate într-un interval de 9 minute, prima fiind cea mai puternică .

De asemenea , cutremurul din 5 februarie 1783 din sudul Italiei , la Calabria , primul cutremur cercetat de o comisie de oameni de ştiinţă, a făcut 3oooo de morţi, iar în urma epidemiilor declanşate ulterior , alte 2oooo de victime s-au adăugat celor dintîi.

Pagube uriaşe a cauzat şi cutremurul din 1o octombrie 1891 în insula Honshu din Japonia,cînd au avut loc alunecări masive de teren pe o vale de 1oo Km., cca . 2oo ooo de clădiri fiind complet distruse.

In urma acestor pagube materiale uriaşe şi a numeroaselor pierderi de vieţi omeneşti , unul dintre primii cercetători în domeniul seismicităţii , profesorul japonez F.Omori îşi intensifică studiile în această direcţie . De asemenea , în urma acestui cutremur , se înfiinţează în Japonia primul institut de cercetări seismice.

Japonia a mai fost bîntuită şi la 1 septembrie 1923 de un cutremur de proporţii mari , cînd s-au înregistrat cca. 1oo ooo de morţi , 44 ooo de dispăruţi şi 1o4 ooo răniţi.

Cutremurul de la 16 decembrie 192o din provincia Kansu ,din China , a întrecut în intensitate pe toate celelalte , numărul victimelor care au pierit în acest cataclism , evaluîndu-se la 2ooooo de oameni .

La noi în ţară au avut loc cutremure în urma cărora s-au înregistrat mari stricăciuni , la 22 august 1471, la 8 noiembrie 162o, la 11 iunie 1738, la 26 noiembrie 18o2, cînd s-a prăbuşit şi foişorul de la Turnul Colţei din Bucureşti, şi în sfîrşit cutremurul din zorii zilei de 1o noiembrie 194o, la ora $4^{h}39'$, care a provocat pierderi mari de vieţi omeneşti şi de bunuri materiale.

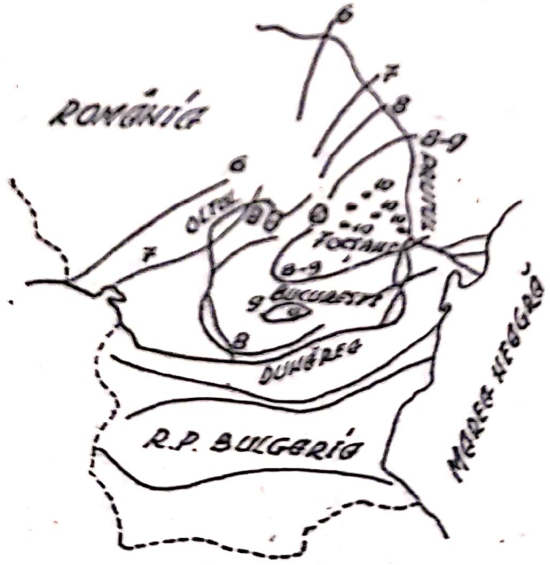


Fig. IV.1.
Harta microseismică a cutremurului din 10 XI 1940 din România (după prof. dr. G. Petrescu)

Acest cutremur a avut epicentrul în munţii Vrancei , efectul lui

resimţindu-se pe o rază foarte mare (fig.IV.1).

Oraşele Focşani , Panciu, şi Mărăşeşti au avut cel mai mult de suferit în urma acestui cutremur, iar la Bucureşti s-a prăbuşit blocul Carlton , o construcţie cu 12 etaje , executată pe schelet din beton armat.

In urma acestor cataclisme se dezvoltă cercetările şi studiile pe plan mondial , în urma cărora s-au stabilit modalităţile prin care se pot combate efectele de distrugere ale cutremurelor.

Oamenii de ştiinţă , geologi, geofizicieni şi ingineri , studiază cu multă asiduitate cauzele, natura şi puterea de distrugere a cutremurelor , cu scopul obţinerii de date şi informaţii sigure, în vederea proiectării unor construcţii rezistente la cutremure.

Stiinţa care se ocupă cu studiul cutremurelor de pământ şi a fenomenelor înrudite cu ele , se numeşte seismologie.

Seismologia inginerească este ştiinţa care se ocupă cu studiul răspunsului seismic al structurii la o acţionare dată de un cutremur real sau simulat.

4.1. Structura interiorului globului terestru

La cunoaşterea constituţiei şi structurii interiorului globului terestru şi a scoarţei sale , seismologia şi-a adus contribuţia cea mai însemnată.

Datorită faptului că vitezele undelor seismice se diferenţiază în adîncime , s-a putut dovedi că ele se propagă prin medii diferite din punct de vedere al constituţiei şi al proprietăţilor lor elastice. Se poate de aceea face ipoteza că interiorul pământului este format de straturi sferice succesive , avînd proprietăţi elastice neschimbate în interiorul aceluiaşi strat , care variază însă în mod brusc la trecerea de la un strat la altul .Mediile acestea sînt separate prin acele suprafeţe de discontinuitate , relevate

de către seismologia modernă.

Studiul structurii scoarţei terestre cu ajutorul datelor seismice se poate face în mai multe moduri:

- Pe baza cunoaşterii duratelor de propagare ale undelor produse de focarele situate în apropierea staţiunilor seismice.

- Cu ajutorul observaţiilor asupra undelor lungi, produse de cutremurele depărtate şi a undelor reflectate pe baza scoarţei.

- Prin metoda prospecţiunii seismice , pe baza observaţiilor făcute asupra duratelor de parcurs ale undelor provocate de explozii.In această direcţie energia nucleară, utilizată în acest scop , aduce un mare aport.

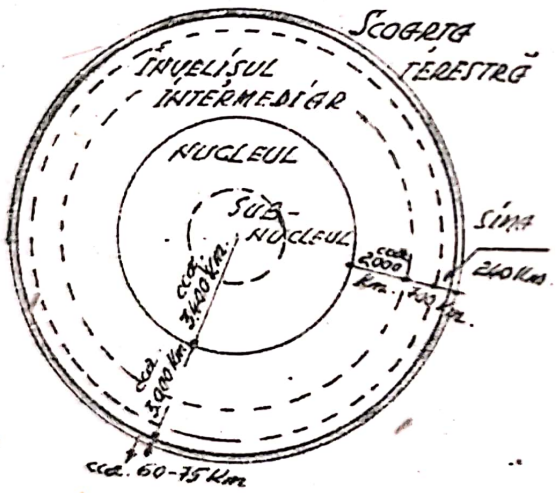


Fig. IV.2.
Structura interioară a globului terestru.

Structura globului pământesc se prezintă în linii mari,astfel :(fig.IV.2)

a.Scoarţa terestră cu o grosime maximă de circa 60-75 Km. alcătuită din două învelişuri :

-învelişul superficial sedimentar, alcătuit în special din roci sedimemtare , avînd grosimea de la zero la cîţiva km.

-învelişul următor "Sial " (denumire dată de geologul austriac Suess) alcătuit din straturi de roci granitice pe o grosime de maximum 1o Km şi din straturi bazaltice şi ultra bazaltice , cu grosimea totală de 4o - 5o Km.

b. Învelişul intermediar continuu , cu o grosime de cca. 3ooo Km., alcătuit din trei părţi:

- partea superioară denumită " sima " , cu grosimea de 240 Km şi alcătuită din siliciu şi magneziu ,

- partea mediană , cu grosimea de cca. 700 km ,

- partea inferioară cu o grosime de cca 2.000 Km.

c. Nucleul şi subnucleul globului terestru, avînd împreună raza de cca 3000 km.

Comparativ cu nucleul şi cu învelişul intermediar ,scoarţa terestră are deci o grosime foarte mică, Ea fiind alcătuită dintr-un număr mare de elemente cu proprietăţi diferite, procesele de deformare care au loc , ca urmare a răcirii şi contracţiei, a oscilaţiilor structurilor superficiale ale scoarţei, prăbuşirilor provocate de surpările rocilor carstice, erupţiilor vulcanice etc.. se produc mişcările seismice pe care le semnalăm .

Scoarţa terestră nu se prezintă deci ca un înveliş monolit, ci este alcătuită dintr-un mare număr de blocuri separate prin rosturi , denumite rosturi seismice .Intre blocurile scoarţei se pot găsi porţiuni de materie mai puţin rezistentă ,care permit producerea unor deplasări relative, lente, ale blocurilor, pe direcţii oarecare .Aceste deplasări se produc cu viteze diferite şi atrag după sine o acumulare treptată şi neuniformă a deformaţiilor ,de la un sector la altul al scoarţei terestre .Ruperea bruscă se poate produce atunci cînd materia din care este alcătuită scoarţa ,ajunge la starea limită de deformaţie.

De altfel, mai numeroase decît cutremurile de origine vulcanică sau cele de prăbuşire , sînt cutremurele tectonice, care apar atunci cînd materia din care este alcătuită scoarţa terestră, ajungînd la starea limită de deformare , se rupe brusc .Cu această ocazie , energia potenţială de deformaţie se transformă instantaneu în energie cinetică, energia astfel eliberată putînd atinge valori extrem de mari (10^{26} ergi).

Reid, cunoscînd forţa de rupere a granitului , stabileşte pentru cutremurul de la San Francisco, care a produs o falie de cca. 5oo km lungime şi de 2o km adîncime , că lucrul mecanic a fost de ordinul a 1,75 .10^{24} erg.

Regiunea din interiorul scoarţei unde se produce lunecarea după rostul seismic , sau ruperea , se numeşte hipocentru. Proiecţia hipocentrului pe suprafaţa globului ,se numeşte epicentru.

Clasificarea cutremurelor.

Din punct de vedere genetic , cutremurele se pot clasifica în patru mari categorii:

- cutremure tectonice

Sînt cutremurele cauzate de deplasările interne ale scoarţei pămîntului în regiunile faliilor şi rupturilor din stratele geologice , în tendinţa ei spre o nouă poziţie de echilibru , ca urmare a eforturilor interne generate de aceste mişcări . Sînt cutremurele cele mai numeroase (unele cu urmări catastrofale) fiind caracterizate prin localizarea lor în anumite regiuni ale globului.

- Cutremure de prăbuşire.

Au o intensitate în general redusă , ele fiind localizate în regiuni limitate , unde are loc un proces de dizolvare a sărurilor din pămînt .Golurile rămase în urma acestui proces de dizolvare, pot atrage după sine prăbuşirea scoarţei în aceste regiuni.

- Cutremure de natură vulcanică.

In urma erupţiilor vulcanice , o mare cantitate de lavă, cenuşă şi gaze poate fi evacuată din interiorul vulcanului , ceea ce atrage după sine surparea scoarţei în regiunea respectivă. Această surpare poate fi lentă sau bruscă şi nu provoacă mişcări seismice decît în acest din urmă caz , dacă materialele evacuate sînt

în cantitate mare. S-a apreciat de către specialişti că în urma erupţiei vulcanului Krakatoa , din anul 1883 , ar fi fost evacuată o cantitate de 18 Km^3 de cenuşă.

Cutremurele de mică intensitate .

Sînt provocate de diverse cauze cum ar fi exploziile accidentale puternice, căderea meteoriţilor mari (cum a fost cazul la 3o iunie 19o8 în Siberia), alunecările mari de teren ,dintre care se pot cita alunecarea unui masiv din munţii Pamir , în anul 1911 , sau alunecările de teren din California , care au cauzat numeroase cutremure.

Cutremurele care au hipocentrul în scoarţa terestră sînt cele mai numeroase .Hipocentrul poate să se găsească însă şi sub scoarţa terestră la adîncimi chiar de 3oo - 6oo km , dar în acest din urmă caz , efectele cutremurelor sînt mai mici .Cele mai destructive efecte au avut loc de pe urma cutremurelor a căror hipocentru nu depăşea adîncimea de 6o - loo Km.

In ţara noastră , cercetările cele mai recente au arătat că hipocentrul cutremurelor cauzate de focarul din munţii Vrancei, se găseşte localizat în partea superioară a învelişului intermediar "Sima " la adîncimea de 12o Km , deci sub scoarţa terestră.

Mişcările pămîntului sînt înregistrate în mod continuu cu aparate speciale numite seismografe , care sînt instalate în numeroasele staţii seismice de pe întregul glob.

Instrumentele moderne pentru determinarea mişcării terenului reprezintă sisteme oscilante cu un singur grad de libertate, a căror bază este supusă mişcării terenului.

Cînd răspunsul acestui sistem oscilant reprezintă acceleraţia absolută a terenului, instrumentul seismic se numeşte accelerometru.

Cînd răspunsul sistemului oscilant caracterizează deplasarea relativă, instrumentul se numeşte seismometru.

Năzuinţa permanentă de a găsi o modalitate de exprimare a intensităţii cutremurelor sub o formă independentă de impresiile subiective , a făcut ca scările de intensitate seismică propuse de diverşi cercetători, să fie mult discutate şi îmbunătăţite ,cu ocazia unor reconsiderări.

Scanned with OKEN Scanner

C A P I T O L U L V

CALCULUL VIBRATIILOR CONSTRUCTIILOR ETAJATE

5.1. Generalităţi.

Evaluarea prin calcul a comportării reale sub încărcările dinamice a unei structuri din beton armat, ar prezenta dificultăţi extrem de mari, dacă s-ar ţine seama de faptul că materialul este neomogen , anizotrop şi neliniar elastic .Din acest motiv , în mod curent ,se fac aproximări importante în privinţa naturii şi caracteristicilor elastice ale materialelor , admiţîndu-se ca ipoteză fundamentală că între forţele elastice şi deplasări există o legătură liniară (la fel ca la un material omogen, izotrop şi liniar elastic), iar deplasările produse sînt mici(ipoteza micilor oscilaţii).

Dinamica liniară analizează vibraţiile sau oscilaţiile liniare ale sistemelor elastice, bazîndu-şi studiile pe această ipoteză fundamentală.

Intr-un sistem oscilant se produce un schimb permanent de energie în timpul mişcării , energia de deformaţie transformîndu-se în energie cinetică produsă de masă şi invers , întrucît transferul de energie are un caracter reciproc şi mutual .

Se numesc sisteme conservative, acele sisteme oscilante la care energia totală se menţine constantă în timpul unei vibraţii. Acest fapt nu este posibil decît atunci cînd forţele de frecare (de amortizare) lipsesc sau pot fi neglijate. In acest caz mişcarea acestui sistem se numeşte vibraţie liberă neamortizată. Prin amortizare se înţelege disiparea energiei unui sistem oscilant,ca urmare a existenţei forţelor de frecare sau rezistente.

Sistemele neconservative sînt acele sisteme oscilante la care se produc pierderi de energie datorită existenţei forţelor de amortizare, iar mişcarea lor , care se produce în absenţa unei forţe exterioare , dar în condiţiile existenţei unor forţe disipative, se numeşte vibraţie liberă amortizată.

Vibraţia forţată(sau întreţinută) apare la sistemul oscilant care primeşte în mod continuu energie din afară.

Se cunoaşte legea după care se face mişcarea unui sistem oscilant cînd se determină variaţia deplasărilor y(t), variaţia vitezelor $\dot{y}(t)$ şi a acceleraţiilor $\ddot{y}(t)$.

In funcţie de primele două mărimi, se pot determina :

- energia potenţială a sistemului elastic (proporţională cu deplasarea y(t)) exprimată sub forma lucrului mecanic al forţelor conservative .

- energia cinetică a masei , proporţională cu pătratul vitezei $v(t) = \dot{y}(t)$.

5.2. Clasificarea mişcărilor vibratorii.

O vibraţie este caracterizată prin frecvenţă (pulsaţie sau perioadă) şi prin amplitudine .

Pulsaţia proprie (ω) a unui sistem oscilant se mai numeşte şi frecvenţă circulară, datorită analogiei cinematice cu viteza circulară.

5.2.1. Funcţie de reprezentarea analitică a variaţiei amplitudinilor în timp, distingem :

a. Vibraţii armonice.

Aceste mişcări pot fi reprezentate prin funcţii simple trigonometrice sau cvasisinusoidale de timp (fig.V.1)

b. Vibraţii periodice

După intervalul minim de timp T, numit perioada vibraţiei, aceste mişcări se repetă identic (fig.V.2).

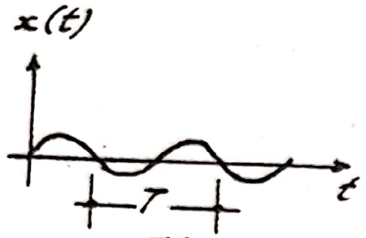


Fig. V.1
Vibraţii armonice.

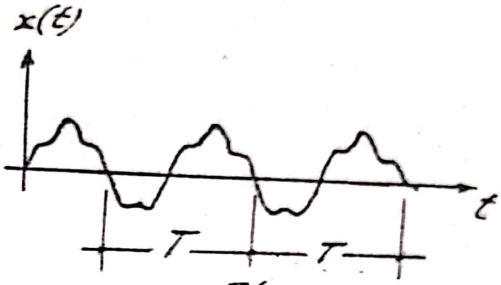


Fig. V.2.
Vibraţii periodice.

c. Vibraţii descrescătoare.

Amplitudinea mişcării se micşorează în timp , tinzînd către o valoare staţionară în timp , sau către zero (fig.V.3).

d. Vibraţii crescătoare.

Amplitudinea mişcării se amplifică în timp , tinzînd către o valoare staţionară , sau către infinit (fig.V.4).

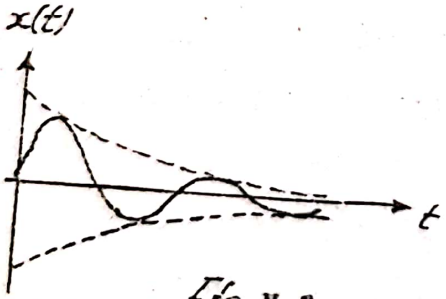


Fig. V.3.
Vibraţii descrescătoare

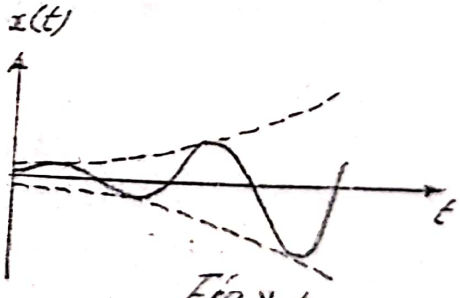


Fig. V.4.
Vibraţii crescătoare

e. Vibraţii oarecare.

Sînt mişcările rezultate din cauze care nu sînt bine deter-

minate sau din suprapunerea unor mişcări sinusoidale.

5.2.2. Funcţie de cauzele care le produc, distingem:

a. Vibraţii libere

Un sistem oscilant variază liber numai după ce cauza care a provocat mişcarea a dispărut . Un caz particular al vibraţiilor libere reprezintă vibraţiile proprii .

b. Vibraţii forţate (sau întreţinute)

Vibraţia are un caracter permanent , datorită efectului produs de o solicitare perturbatoare exterioară (armonică, periodică sau oarecare) , independentă de caracteristicile sistemului oscilant .In acest caz sistemul înmagazinează energie.

c. Vibraţii parametrice

Sînt produse datorită vibraţiei periodice în timp a unui parametru al mişcării (masa, constanta elastică, amortizarea),care în cazul vibraţiei libere sînt constante.

d. Vibraţii autoexcitate

Se produc atunci cînd o excitaţie neperiodică se transformă într-o excitaţie periodică , datorită unei cauze interioare a sistemului oscilant.

e. Socul.

Este produs de un impuls, de o vibraţie în trepte sau de o vibraţie tranzitorie .Acţiunea şocului depinde în special de frecvenţa proprie a sistemului oscilant, precum şi de mişcarea şi de caracteristicile lui elastice.Cînd şocul este de foarte scurtă durată , mişcarea sistemului se transformă într-o vibraţie liberă.

5.2.3. Funcţie de existenţa forţelor rezistente

a. Vibraţii neamortizate , apar cînd forţele de frecare sînt inexistente sau pot fi neglijate.

b. Vibraţii amortizate , apar cînd forţele de frecare interioară sau exterioară nu mai pot fi neglijate , în sistemul oscilant producîndu-se importante disipări de energie.

5.2.4. Funcţie de relaţia de existenţă între forţele elastice şi deplasări, distingem :

a. Vibraţii liniare

Apar atunci cînd există o relaţie liniară (de proporţionalitate) între forţele elastice ale sistemuluimecanic şi deplasările sale.Legea după care se face mişcarea unor astfel de sisteme oscilante liniare , este definită prin ecuaţii diferenţiale liniare cu coeficienţi constanţi , care admit principiul suprapunerii efectelor;

b. Vibraţii nelinisre.

Apar în sisteme oscilante la care legătura dintre forţele elastice şi deplasări este neliniară.

Se consideră forţă elastică , forţa a cărei mărime este proporţională cu distanţa şi a cărui suport trece tot timpul prin centrul de atracţie.

Problema mişcării unei particule materiale sub acţiunea unei forţe elastice se încadrează în teoria vibraţiilor .

Considerînd particula materială P, de masă " m " , atrasă de către centrul de atracţie O, ecuaţia vectorială a mişcării este: (fig.V.5)

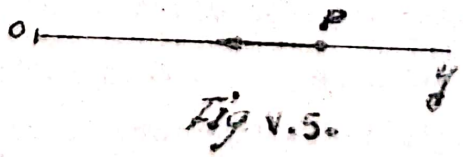


Fig V.5.

$$m\,\bar{a} = \bar{F} \qquad (5.1.)$$

Considerînd factorul de proporţionalitate $m\,\omega^2$, forţa elastică va fi :

$$\bar{F} = -m\,\omega^2 . y . \bar{j}$$

Mişcarea fiind rectilinie , rezultă o singură ecuaţie diferenţială .

Proiectînd deci ecuaţia vectorială (5.1) pe direcţia Oy, obţinem :

$$m\ddot{y} = -m\,\omega^2 y$$

sau: $$\ddot{y} + \omega^2 y = 0$$

Scriind ecuaţia caracteristică şi integrînd obţinem :

$$u^2 + \omega^2 = 0$$

de unde rezultă : $u = \pm i.\omega$.

Întrucît ecuaţia caracteristică are rădăcini imaginare , soluţia ecuaţiei va fi trigonometrică :

$$y = a.\sin(\omega t + \theta_0)$$

unde: a = amplitudinea (valoarea maximă a lui y)

ω = pulsaţia

θ_0 = faza iniţială.

Este o funcţie periodică, cu perioada : $T = \frac{2\pi}{\omega}$

Reprezentarea grafică a acestei mişcări este o sinusoidă.

Atunci cînd mişcarea particulei materiale se face pe o linie dreaptă , într-un mediu rezistent , sub acţiunea unei forţe elastice , mişcarea se numeşte oscilatorie amortizată, sau oscilatorie liniară.

Mişcarea oscilatorie amortizată

Este o mişcare rectilinie .Considerăm punctul O ca centru fix şi o particulă materială M de masă " m " , asupra căreia acţionează o forţă elastică şi o forţă de rezistenţă a mediului proporţională cu viteza .(fig.V.6).

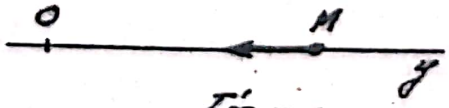


Fig. V.6.

Ecuaţia mişcării va fi de forma :

$$m\ddot{y} = -m\omega^2 y - 2\lambda m\dot{y}$$

sau:

$$\ddot{y} + 2\lambda\dot{y} + \omega^2 y = 0$$

Scriind ecuaţia caracteristică , obţinem :

$$u^2 + 2\lambda u + \omega^2 = 0$$

de unde rezultă:

$$u = -\lambda \pm \sqrt{\lambda^2 - \omega^2}$$

Studiind cazul cînd rădăcinile ecuaţiei caracteristice sînt imaginare (cazul în care rezistenţa mediului este mică) rezultă că :

$$\lambda^2 - \omega^2 < 0 \qquad \omega^2 - \lambda^2 = \omega_1^2$$

Rădăcinile ecuaţiei caracteristice devin: $u = -\lambda \pm i\cdot\omega_1$

Soluţia ecuaţiei va fi deci de forma :

$$y = C\cdot e^{-\lambda t} \sin(\omega_1 t + \varphi) \qquad (5.2)$$

Constantele C şi φ se determină din datele iniţiale .Factorul $e^{-\lambda t}$ descreşte odată cu timpul .

Perioada funcţiei trigonometrice $\sin(\omega t + \varphi)$ fiind $T = \frac{2\pi}{\omega_1}$, înlocuind în relaţia (5.2) pe "t" cu $(t + \frac{2\pi}{\omega_1})$ se capătă următoarea valoare :

$$y' = C\cdot e^{-\lambda (t + \frac{2\pi}{\omega_1})} \sin\left[\omega_1 (t + \frac{2\pi}{\omega_1}) + \varphi\right]$$

Fără a mai adăuga 2π , avînd în vedere faptul că sinusul nu-şi schimbă valoarea , se poate scrie :

$$y' = C\cdot e^{-\frac{2\pi\lambda}{\omega_1}} \cdot e^{-\lambda t} \sin(\omega_1 t + \varphi)$$

Şi ţinînd seama de relaţia (5.2) rezultă :

$$y' = e^{-\frac{2\pi\lambda}{\omega_1}} \cdot y \quad ; \quad e^{-\frac{2\pi\lambda}{\omega_1}} < 1$$

După perioada $\frac{2\pi}{\omega_1}$ distanţa la care se găseşte particula materială este mai mică faţă de precedenta .Această distanţă se găseşte în progresie geometrică descrescătoare , la centru fiind: $q = e^{-\frac{2\lambda\pi}{\omega_1}}$ (raţia)

Cantitatea $d = -\frac{2\lambda\pi}{\omega_1}$ poartă numele de decrement logaritmic şi reprezintă logaritmul natural al raportului dintre distanţele masei "m" în două poziţii succesive , după intervalul de timp egal cu perioada .

$$\frac{y'}{y} = e^{-\frac{2\lambda\pi}{\omega_1}} \qquad \ln\frac{y'}{y} = -\frac{2\lambda\pi}{\omega_1}$$

unde: y reprezintă o poziţie

y' reprezintă poziţia următoare .

Reprezentarea grafică a mişcării ne arată că pe măsură ce timpul creşte , se micşorează mereu abscisa M şi mişcarea se stinge (fig.V.7).

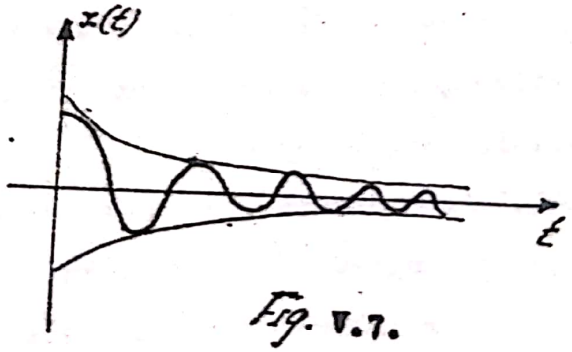


Fig. V.7.

Reprezentarea este cuprinsă între două curbe care au ecuaţia :

$$x = C.e^{-\lambda t}$$

5.3. Vibraţiile sistemelor cu un singur grad de libertate şi cu mai multe grade de libertate

Identificarea numărului de grade de libertate precum şi

schematizarea structurilor în sisteme oscilante , comportă multă rigurozitate , fiind deosebit de importantă.

Prin grad de libertate dinamic înţelegem numărul de parametri(sau de coordonate) cu ajutorul cărora se poate caracteriza poziţia unui sistem oscilant .

De exemplu , o construcţie cu un singur nivel, considerînd masa concentrată în dreptul planşeului , are un singur grad de libertate , poziţia masei fiind caracterizată de un singur parametru (coordonata y) .

Construcţiile etajate , avînd "n" niveluri , şi considerînd masele concentrate în dreptul celor "n" planşee , formează un sistem cu "n" grade de libertate , întrucît poziţia celor "n" mase "m_K" sînt caracterizate prin "n" parametri "n ", care reprezintă deplasările maselor respective.

Prin urmare , numărul gradelor de libertate al unui sistem oscilant este egal cu numărul minim de coordonate independente care pot defini complet poziţia sistemului în orice moment al mişcării.

Cunoaşterea vibraţiilor proprii ale unei construcţii la acţiunile dinamice este necesară în vederea efectuării calculului construcţiei respective la astfel de acţiuni (cutremure, unde de şoc, acţiunea vîntului, etc.).

Pentru calculul încărcărilor seismice ale construcţiei este necesară cunoaşterea atît a perioadelor proprii de vibraţii ,cît e formelor oscilaţiilor libere orizontale ale acestora.

5.3.1. Vibraţiile sistemelor cu un singur grad de libertate

Reducînd construcţia la un sistem elastic cu un singur grad de libertate , calculul construcţiilor la acţiunile dinamice se simplifică mult.

Considerînd masa "m" , avînd o legătură elastică(de rigiditate "R") care permite deplasarea ei pe o singură direcţie(fig.V.8)

obţinem cel mai simplu sistem oscilant .

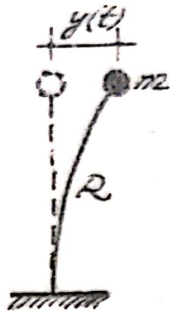


Fig. V.8.
Sistem cu un singur grad de libertate

La momentul "t" deplasarea masei va fi y(t) iar forţa dezvoltată în legătura elastică va fi: Ry(t)

Ecuaţia mişcării unei particule ,aparţinînd unui sistem dat de particule materi , este:

$$m\bar{a} = \bar{F}$$

Egalitatea respectivă se mai poate scrie :

$$\bar{F} - m\bar{a} = 0 \qquad (5.3)$$

Dacă îi atribuim lui $-m\bar{a}$ caracterul unei forţe (numită forţă de inerţie), rezultă că :

$$-m\bar{a} = \bar{F}_i$$

Inlocuind în ecuaţie vectorială (5.3) obţinem :

$$\bar{F} + \bar{F}_i = 0$$

Deci cele două forţe se echilibrează:

Forţa $\bar{F}_i$ nu este o forţă ce acţionează asupra masei respective , ci este o forţă fictivă , putînd fi considerată ca acţiunea (reacţiunea) particulei materiale asupra celorlalte particule ale sistemului .

Rezultă deci că dacă asupra unei particule materiale de masă "m" acţionează forţele efectiv aplicate $\bar{F}$, forţele de legătură şi forţele de inerţie $\bar{F}_i = -m\bar{a}$, întregul sistem de forţe se poate considera în echilibru dinamic , putîndu-i-se aplica regulile staticei .Prin urmare, în fiecare moment particula materială respectivă se găseşte în echilibru sub acţiunea forţelor active ,de legătură şi de inerţie .(Principiul lui d'Alembert).

Revenind la sistemul cu un singur grad de libertate (o singură particulă materială de masă "m") dacă deplasarea $\bar{y}(t)$ corespunde unei vibraţii libere şi fără amortizare a sistemului , din aplicarea principiului lui d'Alembert , rezultă următoarea ecuaţie diferenţială a vibraţiei :

$$m \cdot \frac{d^2y}{dt^2} + Ry = 0$$

Impărţind cu "m"

$$\ddot{y} + \frac{R}{m} \cdot y = 0$$

şi făcînd notaţia $\frac{R}{m} = \omega^2$ (unde "ω" este frecvenţa circulară a sistemului) obţinem :

$$\ddot{y} + \omega^2 y = 0$$

Ecuaţia caracteristică : $u^2 + \omega^2 = 0$ ne arată că rădăcinile sînt imaginare ($u = \pm i\omega$) deci soluţia generală a ecuaţiei diferenţiale se pune sub formă trigonometrică:

$$y = C_1 \cdot \cos \omega t + C_2 \cdot \sin \omega t$$

După alegerea convenabilă a condiţiilor iniţiale, rezultă:

$$y = a \cdot \sin \omega t \qquad (5.4)$$

unde: a = amplitudinea maximă a vibraţiilor (valoarea maximă a lui y)

Din relaţia (5.4) notînd perioada vibraţiei cu "T" rezultă că:

$$\omega T = 2\pi$$

De unde obţinem perioada T :

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \qquad (5.5)$$

Considerînd : $y_s = \frac{mg}{R}$, rezultă :

$$\omega = \sqrt{\frac{R}{m}} = \sqrt{\frac{g}{y_s}}$$

unde: y_s = săgeata statică a legăturii elastice sub acţiunea masei , aplicată după direcţia deplasării $y(t)$.
(Deplasarea masei sub acţiunea unei forţe egală cu greutatea ei).

Perioada vibraţiei va fi dată , pentru acest caz, de relaţia :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{y_s}{g}} \qquad (5.6)$$

Exprimînd pe " g " în centimetri pe secundă la pătrat şi pe "y_s" în cm ., relaţia de mai sus devine :

$$T = 0{,}2 \sqrt{y_s} \qquad (5.7)$$

Rigiditatea R_K a sistemului în punctul considerat "K" ,este forţa aplicată în acel punct ,care produce în el o săgeată unitară.

La un sistem cu un singur grad de libertate , mărimea "R_K" defineşte complet rigiditatea sistemului .

Greutatea masei "m" fiind $Q = mg$, rigiditatea R_K este inversul deplasării produsă de o forţă unitară aplicată în punctul"K".

$$R_K = \frac{P}{y} = \frac{Q}{y_s} = \frac{1}{\delta}$$

Perioada oscilaţiilor libere ale sistemului cu un singur grad de libertate se exprimă prin formula :

$$T = 2\pi \sqrt{m \cdot \delta}$$

înlocuind :

$$m = \frac{Q}{g}$$

obţinem :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{Q\delta}{g}}$$

dar:

$$y_s = \frac{mg}{R} = \frac{Q}{R} = Q \cdot \delta$$

Inlocuind mai sus , obţinem deci pentru perioada de vibraţie

tot relaţia (5.6) :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{y_s}{g}}$$

5.3.2. Vibraţiile sistemelor cu mai multe grade de libertate.

Numărul parametrilor necesari pentru determinarea poziţiei sistemului în timpul oscilaţiilor sale libere, precum şi numărul formelor oscilaţiilor libere , exprimă numărul gradelor de libertate .

Astfel, sistemul elastic avînd masa concentrată numai în două puncte , este un sistem cu două grade de libertate (fig.V.9)

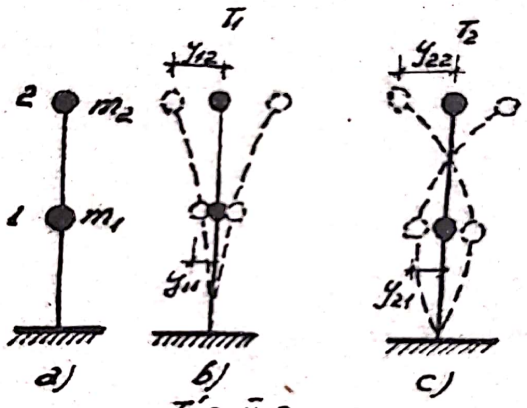


Fig. V.9
Sistem cu două grade de libertate.

Acest sistem poate avea două forme de oscilaţii:

- In prima formă , ambele mase se deplasează simultan după aceeaşi direcţie (fig.V.9.b) .

- In forma a doua masele se deplasează în sens contrar (fig.V.9.c) .

Aceste două forme de oscilaţii sînt diferite din punct de vedere calitativ , întrucît în timpul oscilaţiilor libere , asupra sistemului pot acţiona următoarele două tipuri diferite de încărcări:

- cele două forţe sînt aplicate după o singură direcţie
- forţele acţionează după direcţii opuse

Primul tip de oscilaţii se caracterizează prin faptul că axa deformată nu intersectează axa sistemului din poziţia de echilibru şi se numesc oscilaţii fundamentale, sau oscilaţii libere după prima formă .

Al doilea tip de oscilaţie se caracterizează prin apariţia unui punct nodal , rezultat din intersecţia celor două axe , şi se numeşte forma a doua a oscilaţiilor libere. In acest caz , perioada oscilaţiilor libere T_2 este totdeauna mai mică decît perioada T_1 corespunzătoare oscilaţiilor fundamentale.

Remarca este valabilă şi pentru sistemele cu mai multe grade de libertate, perioadele oscilaţiilor libere după armonici superioare fiind mai mici decît cele corespunzătoare armonicilor inferioare.

Oscilaţiile libere ale sistemului după una din forme , se produc în urma unei anumite solicitări exterioare . De fapt , în general, ele se produc simultan după toate formele posibile . In calculele practice, alegînd un sistem convenabil de axe de coordonate , oscilaţiile se pot considera separat după fiecare formă, independent între ele .

Considerînd sistemul elastic cu "n" grade de libertate şi aplicînd şi pentru acest caz principiul lui d'Alembert la fiecare din cele "n " mase , rezultă următorul sistem de ecuaţii diferenţiale pentru vibraţia respectivă :

$$\bar{y}_K + \sum_{p=1}^{n} a_{K_p} \cdot M_p \cdot \frac{d^2\bar{y}_p}{dt^2} = 0 \qquad (5.8)$$

unde: $\bar{y}_K$ = deplasarea în funcţie de forţele de inerţie corespunzînd tuturor maselor M_p , afectate de coeficienţii de influenţă a_{K_p}

Soluţia se pune tot sub forma :

$$\bar{y}_K = y_K \cdot \sin \omega t$$

unde: y_K = amplitudinea maximă a vibraţiilor masei M_K

Determinînd pe $\frac{d\bar{y}_K}{dt} = \omega y_K \cdot \cos \omega t$ şi apoi pe $\ddot{\bar{y}}_K$, rezultă :

$$\frac{d^2\bar{y}_K}{dt^2} = - \omega^2 y_K \sin \omega t$$

şi înlocuind în sistemul de ecuaţii (5.8), obţinem un sistem de ecuaţii algebrice omogene. In cazul anulării determinantului coeficienţilor, amplitudinile "y_K" sînt diferite de zero. Ecuaţia de gradul "n" în ω^2 (ecuaţia seculară) obţinută prin egalarea acestui determinant cu zero, ne permite să determinăm "n" valori distincte ale frecvenţei circulare " ω_i ", cu care se pot calcula "n" perioade de vibraţii proprii T_i. Perioada fundamentală a vibraţiilor proprii T_1, reprezintă cea mai mare perioadă determinată în acest mod.

Toate cele "n" forme de vibraţii proprii sînt definite de cele "n" ansambluri de rapoarte y_{Ki} / y_{ni} determinate după introducerea în sistemul de ecuaţii omogene în "y_K", pe rînd, cele "n" frecvenţe circulare proprii " ω_i ".

Cele "n" forme de vibraţii proprii sînt ortogonale, între deplasările y_{K_i} şi y_{K_j} (corespunzînd formelor de vibraţii proprii "i" şi "j") existînd relaţia :

$$\sum_{K=1}^{n} m_K \cdot y_{K_i} \cdot y_{K_j} = 0$$

Pentru calculul vibraţiilor sistemelor cu mai multe grade de libertate s-au elaborat metode simplificate, întrucît procedeul pentru determinarea perioadelor şi a formelor de vibraţii proprii indicat mai sus, devine foarte greoi.

Metoda Geiger

Perioada fundamentală determinată prin această metodă este totdeauna mai mare decît cea calculată exact şi se determină aplicînd şi la sistemele cu mai multe grade de libertate , relaţia (V.7), determinată pentru un sistem cu un singur grad de libertate:

$$T = 0,2 \sqrt{y_s}$$

In acest caz , prin "y_s" se înţelege săgeata maximă a structurii , sub acţiunea unor forţe care acţionează în direcţia vibraţiei , aplicată static în punctele de concentrare a maselor sistemului şi egale cu greutăţile acestor mase.

Metoda este avantajoasă pentru calculul construcţiilor care au cea mai mare parte a masei concentrată la vîrf (ex: castele de apă).

Metode Rayleigh

Se numeşte şi metoda energetică întrucît se bazează pe principiul conservării energiei.

Conform acestui principiu ,suma energiei potenţiale V şi a energiei cinetice E a unui sistem elastic , rămîne constantă pe timpul oscilaţiilor sale libere .

$$V + E = \text{const.}$$

Energia cinetică şi potenţială se anulează alternativ în timp, după cum urmează :

- energia cinetică se anulează în momentul deplasării maxime faţă de poziţia de echilibru .

- energia potenţială se anulează în momentul trecerii sistemului prin această poziţie .

Rezultă deci că valorile lor maxime , corespunzătoare fiecărei frecvenţe, sînt egale între ele :

$$V_{max} = E_{max} .$$

Considerînd sistemul elastic încărcat cu forţele P_K, care

aproximează forţele de inerţie corespunzătoare maselor "m_K" şi care produc săgeţile maxime "y_K" , se poate scrie :

- energia potenţială acumulată în structură în momentul atingerii amplitudinilor maxime, exprimată sub forma lucrului mecanic al forţelor conservative (forţele exterioare) va fi :

$$V_{max} = \frac{1}{2} \sum_{K=1}^{n} F_K \cdot y_K \qquad (5.9)$$

- energia cinetică a sistemului se exprimă , conform definiţiei , prin relaţia :

$$E_{max} = \frac{1}{2} \sum_{K=1}^{n} m_K \cdot V_K^2$$

Pentru determinarea vitezei masei "m_K" , derivăm soluţia sistemului de ecuaţii diferenţiale, exprimat prin relaţia (5.8) :

$$\bar{y}_K = y_K \cdot \sin \omega t$$

$$V_K = \frac{d\bar{y}_K}{dt} = - \omega y_K \cos. \omega t$$

Viteza maximă este : $V_{K_{max}} = - \omega y_K$.

Inlocuind în expresia lui E_{max} , rezultă energia cinetică maximă a sistemului :

$$E_{max} = \frac{1}{2} \sum_{K=1}^{n} m_K \cdot V_{K_{max}}^2 = \frac{1}{2} \omega^2 \sum_{K=1}^{n} m_K \cdot y_K^2 \qquad (5.10)$$

Egalînd energia cinetică maximă cu energia potenţială maximă rezultă :

$$\frac{1}{2} \omega^2 \sum_{K=1}^{n} m_K \cdot y_K^2 = \frac{1}{2} \sum_{K=1}^{n} F_K \cdot y_K$$

De unde se poate exprima frecvenţa circulară a oscilaţiilor libere :

$$\omega^2 = \frac{\sum_{K=1}^{n} F_K \cdot y_K}{\sum_{K=1}^{n} m_K \cdot y_K^2}$$

Exprimînd masele " m_K" prin greutăţile lor $Q_K = g \cdot m_K$ şi înlocuind mai sus , $m_K = \frac{Q_K}{g}$, obţinem :

$$\omega^2 = g \cdot \frac{\sum_{K=1}^{n} F_K \cdot y_K}{\sum_{K=1}^{n} Q_K \cdot y_K^2} \qquad (5.11)$$

Perioada de vibraţie T, va fi în acest caz :

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{\sum_{K=1}^{n} Q_K \cdot y_K^2}{\sum_{K=1}^{n} F_K \cdot y_K}} \qquad (5.12)$$

Această formulă se poate pune sub o formă analoagă relaţiei (5.7) , făcînd notaţia :

$$\eta_K = \frac{y_K}{y_v}$$

unde : $y_v = y_n$, săgeata la vîrful construcţiei datorită forţelor F_K, exprimată în centimetri.

Obţinem astfel :

$$T = 0{,}2 \sqrt{\frac{\sum_{K=1}^{n} Q_K \cdot \eta_K^2}{\sum_{K=1}^{n} F_K \cdot \eta_K}} \cdot \sqrt{y_v} = 0{,}2\,\gamma \cdot \sqrt{y_v} \qquad (5.13)$$

Intrucît nu se cunosc forţele F_K care aproximează forţele de inerţie :

$$F_{(i)_K} = - m_K \frac{d^2\bar{y}_K}{dt^2}$$

se pot utiliza aproximaţiile succesive .

Astfel, cunoscînd soluţia :

$$\bar{y}_K = y_K \cdot \sin \omega t$$

obţinem prin derivare :

$$\frac{d\bar{y}_K}{dt} = \omega y_K \cdot \cos \omega t$$

şi :

$$\frac{d^2\bar{y}_K}{dt^2} = - \omega^2 \cdot y_K \cdot \sin \omega t$$

sau:

$$\frac{d^2\bar{y}_K}{dt^2} = - \omega^2 \cdot \bar{y}_K$$

Prin înmulţirea acestei egalităţi cu "m_K" , observăm că forţa de inerţie aplicată în dreptul nivelului "K" este proporţională cu produsul dintre masa acestui nivel şi deplasarea lui orizontală :

$$- m_K \cdot \frac{d^2\bar{y}_K}{dt^2} = m_K \cdot \omega^2 \bar{y}_K \qquad (5.14)$$

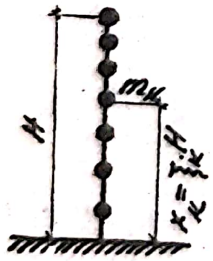


Fig. V.1o

Pentru determinarea vibraţiilor fundamentale se poate admite în prima aproximaţie:

Fie că : $F_K^{(o)} = Q_K$

sau : $F_K^{(o)} = Q_K \, \xi_K$ asimilînd prima formă de vibraţie cu o dreaptă şi notînd: (fig.V.1o)

$$\xi_K = \frac{x_K}{H}$$

După ce se calculează deplasările $y_K^{(1)}$ sub acţiunea forţe-

lor $F_K^{(o)}$, se exprimă raposartele :

$$\eta_K^{(1)} = \frac{y_K^{(1)}}{y_v^{(1)}}$$

Cu ajutorul lor se pot determina forţele $F_K^{(1)} = Q_K \cdot \eta_K^{(1)}$, care produc la rîndul lor deplasările $y_K^{(2)}$.

Pe baza acestor deplasări se stabilesc raposartele $\eta_K^{(2)}$ şi apoi forţele $Q_K^{(2)} = Q_K \cdot \eta_k^{(2)}$.

Procesul de iteraţie se continuă pînă cînd $\eta_K^{(m)} \cong \eta_K^{(m-1)}$

Observăm că introducînd în expresia lui "γ" forţele $F_K = Q_K \cdot \eta_K$ stabilite prin iteraţie , obţinem :

$$\gamma = \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^{n} Q_K \cdot \eta_K^2}{\sum_{K=1}^{n} F_K \cdot \eta_K}} = \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^{n} Q_K \cdot \eta_K^2}{\sum_{K=1}^{n} Q_K \eta_K^2}} = 1$$

Inlocuind această valoare în relaţia (5.13) obţinem pentru perioada de vibraţie. :

$$T = o,2\,\gamma \sqrt{y_v} = o,2 \sqrt{y_v}$$

Prin urmare , metoda de calcul devine exactă.

Metoda Holzer

Conform relaţiei (5.14) forţele de inerţie (determinată în aproximaţia "m") care corespunde nivelului j,j + 1 dau în dreptul acestui nivel forţa tăietoare :

$$Q_{j,j+1} = \omega^2 \sum_{K=j+1}^{n} m_K \cdot y_K$$

Rigidităţile relative ($R_{j,j+1}$) a nivelului j,j+ 1 este dată de raportul dintre forţa tăietoare $Q_{j,j+1}$, care solicită acest nivel şi deplasarea lui relativă $\Delta_{j,j+1}$ (fig.V.11)

$$R_{j,j+1} = \frac{Q_{j,j+1}}{\Delta_{j,j+1}} = \frac{Q_{j,j+1}}{y_{j+1} - y_j}$$

de unde rezultă :

$$Q_{j,j+1} = R_{j,j+1} (y_{j+1} - y_j)$$

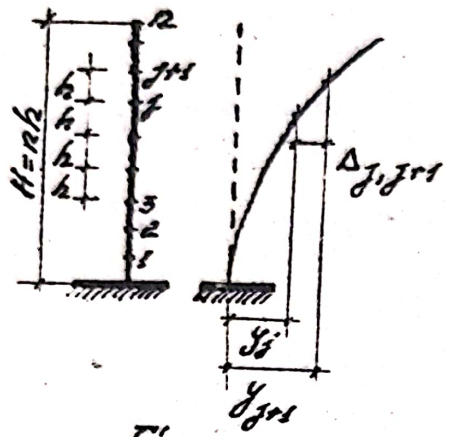


Fig. V.11

Egalînd cele două expresii ale forţelor tăietoare:

$$\omega^2 \sum_{K=j+1}^{n} m_K \cdot y_K = R_{j,j+1} (y_{j+1} - y_j)$$

Obţinem următoarea relaţie de recurenţă :

$$y_j = y_{j+1} - \frac{\omega^2 \sum_{K=j+1}^{n} m_K \cdot y_K}{R_{j,j+1}}$$

Plecînd de la o valoare "y_n" aleasă arbitrar (de exemplu $y_n = 1$), această relaţie permite calculul deformaţiei dinamice a structurii corespunzînd unei valori "ω" apreciate.

Metoda permite deci stabilirea valorilor "ω_i" şi a formelor proprii de vibraţii , prin tatonări, întrucît trebuie să obţinem la sfîrşitul acestui calcul de recurenţă $y_o = 0$, rezultat care ne confirmă faptul că valoarea introdusă în calcul este exactă.

In afară de metodele simplificate pentru calculul vibraţiilor expuse mai sus, amintim şi metoda Vianello- Stodola (metoda aproximaţiilor succesive), metoda Dunkerley - Southwell, metoda matriceală iterativă, metoda matricelor de transfer , metoda dispunerii , etc..

5.4. Determinarea coeficientului de echivalenţă "ε"

Anterior s-a exprimat :

- forţa de inerţie de la un nivel "K" prin relaţia (5.14)

$$- m_K \frac{d^2 y_K}{dt^2} = m_K \cdot \omega^2 \cdot y_K \ .$$

sau :

$$- \frac{Q_K}{g} \cdot \frac{d^2 y_K}{dt^2} = \frac{Q_K}{g} \cdot \omega^2 \cdot y_K$$

- energia cinetică a sistemului, prin relaţia (5.1o) :

$$E_{max} = \frac{1}{2} \cdot \sum_{K=1}^{n} m_K \cdot v^2_{K_{max}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\omega^2}{g} \cdot \sum_{K=1}^{n} Q_K \cdot y_K^2$$

Coeficientul de echivalenţă " ε_i " corespunzînd modului de vibraţie "i" , definit de relaţia :

$$\varepsilon_i = \frac{Q_{ri}}{\sum_{K=1}^{n} Q_K}$$

se determină din următoarele două condiţii :

a. Suma forţelor de inerţie pe structura în ansamblu (corespunzînd modului de vibraţie "i") calculată pe structura reală cu "n" grade de libertate , să fie egală cu forţa de inerţie calculată pentru un sistem convenţional cu un singur grad de libertate, avînd aceeaşi perioadă de vibraţie T_i.

b. Energia vibraţiilor să fie egală pentru cele două sisteme (real şi convenţional) .

Făcînd notaţiile :

$$M_{ri} = \frac{Q_{ri}}{g} \ , \text{ masa sistemului convenţional}$$

y_{ri} = deplasarea sistemului convenţional şi aplicînd cele două condiţii , rezultă :

- din prima condiţie :

$$\frac{Q_{ri}}{g} \omega^2 \cdot y_{r_i} = \frac{\omega^2}{g} \cdot \sum_{K=1}^{n} Q_K \cdot y_{K_i}$$

sau :

$$Q_{r_i} \cdot y_{r_i} = \sum_{K=1}^{n} Q_K \cdot y_{K_i}$$

- din a doua condiţie :

$$\frac{1}{2} \cdot \frac{\omega^2 Q_{ri}}{g} \cdot y_{ri}^2 = \frac{1}{2} \cdot \frac{\omega^2}{g} \cdot \sum_{K=1}^{n} Q_K \cdot y_{K_i}^2$$

deci :

$$Q_{ri} \cdot y_{r_i}^2 = \sum_{K=1}^{n} Q_K \cdot y_{K_i}^2$$

Eliminînd " y_{r_i} " între cele două relaţii obţinem :

$$y_{r_i}^2 = \frac{\left(\sum_{K=1}^{n} Q_K \cdot y_{K_i} \right)^2}{Q_{r_i}^2}$$

$$Q_{r_i} \frac{\left(\sum_{K=1}^{n} Q_K \cdot y_{K_i} \right)^2}{Q_{r_i}^2} = \sum_{K=1}^{n} Q_K \cdot y_{K_i}^2$$

$$Q_{r_i} = \frac{\left(\sum_{K=1}^{n} Q_K \cdot y_{k_i} \right)^2}{\sum_{K=1}^{n} Q_K \cdot y_{K_i}^2}$$

Inlocuind pe Q_{r_i} în expresia lui " ε_i " rezultă :

$$\varepsilon_i = \frac{Q_{ri}}{\sum_{K=1}^{n} Q_K} = \frac{\left(\sum_{K=1}^{n} Q_K \cdot y_{K_i} \right)^2}{\left(\sum_{K=1}^{n} Q_K \right) \left(\sum_{K=1}^{n} Q_K \cdot y_{K_i}^2 \right)}$$

Scanned with OKEN Scanner

C A P I T O L U L VI

CONSIDERATII GENERALE DE CALCUL SEISMIC . METODE DE CALCUL

Energia eliberată în timpul producerii fenomenului seismic în hipocentru, se propagă în interiorul globului pământesc sub forma undelor elastice , numite unde seismice . Toate aceste unde alcătuiesc un cîmp seismic cu oscilaţii foarte complicate , iar fenomenul de propagare a diferitelor tipuri de unde seismice (longitudinale , transversale, superficiale , directe , reflectate , refractate etc..) este foarte complex .

Simplificînd însă lucrurile, pentru a ne putea face o idee despre efectele produse de undele seismice asupra construcţiilor , ne putem imagina propagarea acestor unde din hipocentru sub forma unor raze seismice directe (fig.VI.1).

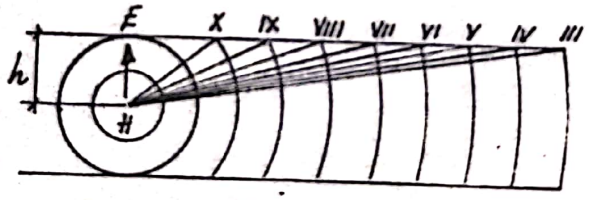


Fig. VI.1.
Propagarea undelor seismice din hipocentru

La suprafaţa pământului va predomina componenta verticală sau orizontală , după cum unghiul sub care raza seismică ajunge în acel loc , este mai mare sau mai mic. Prin urmare componenta verticală va predomina în regiunea epicentrului , iar pe măsură ce ne depărtăm de această regiune, creşte componenta orizontală .

Stabilirea gradului de seismicitate a unei regiuni se face

pe baza unei valori medii posibile a componentei orizontale a acceleraţiei seismice. Valoarea acceleraţiei orizontale poate deci caracteriza intensitatea seismică şi tot pe baza ei s-a întocmit şi scara internaţională Mercalli - Cancani , care cuprinde 12 grade de intensitate seismică.

Teritoriul ţării noastre este împărţit în regiuni seismice cu intensităţi maxime posibile ale cutremurelor cuprinse între gradul 6 şi gradul 9 (vezi harta anexă). Caracteristicile lor sînt date în STAS 3684-61 (tabel anexă).

Dacă nu se ia măsurile corespunzătoare încă din faza de proiectare, oscilaţiile solului pot avea urmări catastrofale asupra construcţiilor , datorită forţelor de inerţie care iau naştere în toate punctele construcţiei şi care constituie încărcări pentru elementele ei de rezistenţă.

Forţele de inerţie care iau naştere astfel ,fiind dirijate după direcţii oarecare, se poate vorbi despre efectul componentelor orizontale şi verticale asupra structurii de rezistenţă.In general se ia în considerare numai acţiunea lor orizontală, întrucît componentele verticale sînt de obicei mici şi pot fi preluate fără dificultate de către construcţiile curente .Modul de distribuţie a eforturilor în elementele de construcţie rămînînd în acest caz în general aceleaşi ca şi în cazul acţiunii încărcărilor statice gravitaţionale , solicitarea seismică verticală atrage după sine o varietţie a încărcărilor gravitaţionale .Elementele de construcţie fiind calculate la încărcările statice verticale obişnuite ,vor putea prelua deci în majoritatea cazurilor şi forţele seismice verticale. Din acest motiv nu se mai face un calcul special la acţiunea verticală a forţelor seismice ,decît în situaţia în care ele ar putea duce la sporuri însemnate de eforturi, cum ar fi de exemplu cazul consolelor mari , structurilor suspendate ,acoperişurilor cu deschideri foarte mari ,grinzilor care susţin stîlpi,etc.

Calculul la sarcinile seismice orizontale constituie deci problema de bază a calculului construcţiilor la acţiunea cutremurelor , întrucît ele introduc în elementele de rezistenţă eforturi mari, care au o distribuţie diferită de cea dată de sarcinile gravitaţionale la care se calculează în mod obişnuit construcţia .

In plan, forţele seismice pot fi dirijate sub un unghi oarecare faţă de axele construcţiei (fig.VI.2). In acest caz, cînd forţele seismice nu sînt dirijate normal pe construcţie, se poate vorbi despre o solicitare simultană a celor două componente ale forţelor seismice orizontale, pe două direcţii ortogonale ,corespunzătoare axelor de rigiditate maximă şi minimă ale construcţiei.

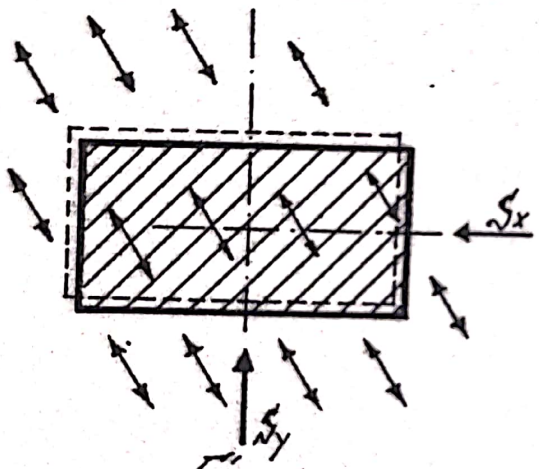


Fig. VI.2.
Schema acţiunii seismice asupra construcţiei (direcţii de acţionare)

Conform normativului în vigoare (P.13.197o) care reglementează calculul construcţiilor la acţiunea cutremurelor ,se va considera că încărcările seismice de pe cele două direcţii , se aplică independent şi nesimultan, luîndu-se în considerare pentru fiecare direcţie încărcarea maximă.

Această simplificare a calculului se face datorită faptului că mişcarea terenului în timpul cutremurului avînd oarecum un caracter haotic , determinarea cu precizie a direcţiei forţelor de inerţie care apar în fiecare element al construcţiei în momentul cutremurului , ar fi imposibil de realizat .

Elaborarea unei teorii de calcul complet satisfăcătoare nu se poate face decît pe baza unor minuţioase cercetări , mult îngreuiate de complexitatea fenomenului seismic, datorită duratei sale

scurte, a frecvenţei relativ reduse şi a complexităţii celorlalţi factori care influenţează comportarea construcţiei în timpul cutremurului.

Socul seismic care apare în timpul cutremurelor, primul la care trebuie să reziste construcţia, se aplică sub forma unei forţe tăietoare la baza construcţiei , care se repartizează apoi elementelor structurii. Acest şoc seismic provoacă mişcări oscilatorii ale construcţiei , întreţinute sau amortizate, care sînt rezultatul influenţei reciproce a rigidităţii tuturor elementelor de construcţie şi a întregei mase a acesteia. Prin urmare, comportarea unei construcţii la cutremure depinde în special de caracteristicile ei dinamice, de perioada proprie de vibraţie , precum şi de factorii de amortizare . De asemenea , legătura sol-structură şi natura terenului de fundaţie sînt factori importanţi de care trebuie să se ţină seama .

Ca urmare a şocului seismic , în transmiterea solicitării, eforturile se vor scurge în construcţie după liniile de eforturi, care ar fi de dorit să fie cît mai uniforme în întreaga clădire. In dreptul schimbărilor brusce de secţiune, apar însă concentrări de eforturi, care , dacă nu sînt evitate , pot duce la distrugerea materialului , datorită acumulărilor mari de energie care se produc în acele zone . Defecţiuni similare s-au observat şi la construcţiile de beton armat , unde capetele stîlpilor au fost distruse sub plăcile groase prin flambarea armăturilor în betonul măcinat.

Problema generală a scurgerii eforturilor în interiorul unei construcţii este încă puţin studiată în ceea ce priveşte solicitările dinamice, ea oferind încă un larg cîmp de cercetare. Cu mult interes sînt privite cercetările care se efectuează pe platforma seismică de mare capacitate la Iaşi, de filiala INCERC şi Catedra de mecanica construcţiilor de la Facultatea de construcţii .Pe

această platformă se pot face încercări pe modele mari şi chiar pe unele elemente la scară naturală, multe din problemele amintite, inclusiv conlucrarea spaţială a elementelor structurii de rezistenţă, putîndu-şi găsi un răspuns mai precis.

Determinarea caracteristicilor dinamice ale structurilor.

Alcătuirea structurii de rezistenţă a unei construcţii din punct de vedere static şi dinamic, precum şi materialele din care este executată, determină caracteristicile ei dinamice (gama frecvenţelor ω_i, sau a perioadelor proprii T_i de vibraţie, totalitatea formelor proprii de vibraţie - modurilor normale, factorii critici de amortizare a diverselor tipuri de structuri).

Aceste caracteristici dinamice se pot determina cu ajutorul mai multor metode:

- metoda exactă ,
- metode aproximative,
- exprimări directe ale caracteristicilor dinamice, stabilite pe baza determinărilor experimentale pe structuri în exploatare.

Intensitatea răspunsului dinamic al unei structuri depinde, în afară de caracteristicile ei dinamice şi de proprietăţile dinamice ale undei seismice şi ale mediului prin care aceasta se propagă.

Clasificarea construcţiilor din punct de vedere al comportării dinamice, la acţiunea forţei orizontale produse de mişcarea seismică şi ţinînd seama de specificul deformaţiilor produse de acţiunea acestor forţe , se poate face în următoarele categorii.

- Construcţii flexibile

La acest tip de construcţii , deformaţiile sînt rezultatul efectului dominant al momentelor încovoietoare.

- Construcţii semirigide

Deformaţiile sînt rezultatul efectului combinat provocat de momentele încovoietoare şi de forţe tăietoare.

- Construcţii rigide

Deformaţiile sînt rezultatul efectului dominant produs de forţele tăietoare.

Considerînd că deplasarea maximă este aceeaşi pentru cele trei tipuri de structuri, o reprezentare principială a variaţiei deformaţiilor în funcţie de înălţimea construcţiei , se prezintă în felul următor: (fig.VI.3).

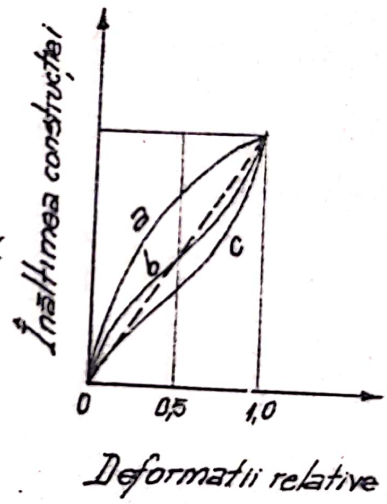


Fig. VI.3. Variaţia deformaţiilor relative, funcţie de efectul eforturilor dominante.

- Deformata reprezentată prin curba " a " corespunde construcţiilor flexibile.

- Deformata din curba "b" corespunde construcţiilor semirigide.

- Deformata din curba "c" corespunde construcţiilor rigide.

Rigiditatea dinamică a structurii este precizată de perioada fundamentală a oscilaţiilor proprii .Perioadele construcţiilor obişnuite variază între 0 şi 3 s.

Pentru cele trei tipuri definite mai sus , corespund următoarele valori:

Construcţii flexibile $T > (0,80 - 1,00)S$.

Construcţii semirigide $(0,80-1,00) \geq T \geq (0,25-0,50)S$.

Construcţii rigide $(0,25 - 0,50) \geq T \geq 0$ S

Problema aflîndu-se încă în studiu , datele de mai sus sînt informative.

Ţinînd seama de complexitatea fenomenelor care se produc în timpul cutremurelor de pămînt, un calcul al frecvenţelor sau perioadelor proprii prin metode exacte, necesită un volum mare de muncă. Din acest motiv se utilizează diverse exprimări directe , care pot servi în orice caz ca o primă ireaptă de aproximaţie .

Astfel, cercetătorul japonez T.Taniguchi bazat pe o serie de măsurători la clădiri existente , a propus încă din anul 1925 următoarea expresie pentru calculul perioadei fundamentale:

$$T = (0,07-. . . 0,09)\, n$$

unde: n = numărul de nivele .

Continuîndu-şi studiul în acest domeniu, Taniguchi propune în anul 1960 o altă relaţie, care ţine seama de alţi factori :

$T = Z(n + 0,5)$sec - pentru clădiri cu înălţime medie .

$T = Z.n$(sec) - pentru clădiri cu înălţime mare .

Coeficientul"Z" se ia funcţie de mărimea suprafeţei ziduri-lor şi de proprietăţile fizice ale structurii , motiv pentru care se numeşte caracteristică de rigiditate a clădirii. Coeficientul "Z" descreşte cu cît suprafaţa este mai mare . Formula de calcul cu care se determină "Z" fiind destul de complicată, pentru construcţiile obişnuite se iau următoarele valori:

$$Z = 0,07 - 0,09$$

Comitetul unit ASCE - SEA prevede în recomandările californiene din anul 1951 (revăzute în anul 1970) relaţia:

$$T = C \cdot \frac{H}{\sqrt{B}} .$$

în care:

H = înălţimea totală a clădirii , în m

B = lăţimea bazei clădirii măsurată în direcţia oscilaţiilor considerate, în m.

C = coeficientul care variază cu tipul structurii .

Această formulă , cunoscută sub denumirea de formula de la San Francisco , are o largă circulaţie , fiind stabilită experimental în urma măsurătorilor efectuate pe un număr de peste 3.000 clădiri.

Adaptarea acestei formule pentru cele trei tipuri de construcţii s-a făcut astfel :

$T = 0{,}13 \frac{H}{\sqrt{B}}$ - pentru clădirile flexibile (cu un procent redus de zidărie)

$T = 0{,}091 \frac{H}{\sqrt{B}}$ - pentru clădirile semirigide obişnuite cu un procent moderat de zidărie)

$T = 0{,}07 \frac{H}{\sqrt{B}}$ - pentru clădirile rigide(cu un procent ridicat de zidărie).

Calculul construcţiilor la sarcini seismice.

6.1. Metoda statică.

Această metodă a fost aplicată pînă nu de mult timp în toate ţările unde s-a pus problema calculului construcţiilor la solicitările seismice . Deşi avea multe imperfecţiuni , prin însăşi faptul că aborda o problemă nouă de calcul, a jucat iniţial un rol pozitiv.

Metoda statică, propusă de savantul japonez F.Omori ,considera că în timpul cutremurului construcţiile se deplasau împreună cu terenul de fundaţie ,fără a suferi ele îngile deplasări faţă de teren şi nici rotaţii .

Se considera prin urmare, construcţia ca un corp absolut rigid. Conform acestei teorii , acceleraţiile tututror punctelor

construcţiei, sînt egale cu acceleraţiile " a_i " de la suprafaţa terenului (fig.VI.4)

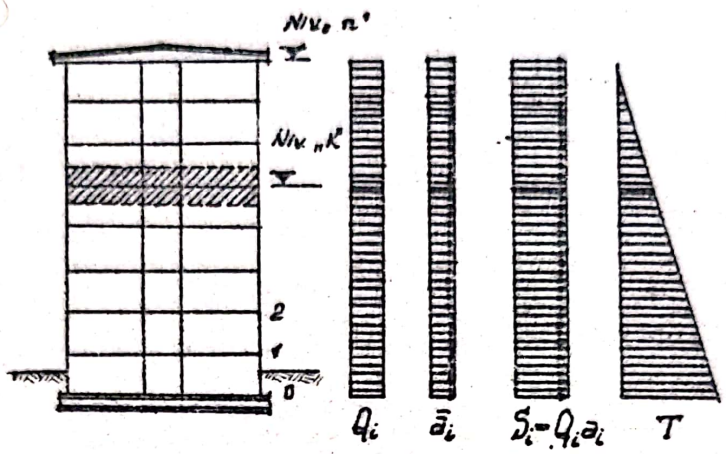


Fig. VI.4.
Determinarea încărcărilor seismice în calculul static

Forţele de inerţie care apar în fiecare element al construcţiei , vor fi deci egale cu masa lor multiplicată cu acceleraţia "a_i".

Sarcina seismică de la un nivel oarecare "K" va fi dată de relaţia :

$$S_K = m.a_i$$

sau:

$$S_K = \frac{Q_K}{g} \cdot a_i$$

Notînd raportul :

$$\frac{a_i}{g} = c$$

Se obţine relaţia :

$$S_K = c.Q_K$$

In această expresie " c " s-a numit coeficient seismic ,iar Q_K reprezintă greutatea nivelului "K".

Acest coeficient seismic definit mai sus , caracterizează intensitatea cutremurului , fiind stabilit pentru fiecare regiune seismică funcţie de gradul ei de seismicitate.

In prezent această metodă de calcul nu mai poate fi considerată satisfăcătoare , întrucît neglijează o serie de factori importanţi, care condiţionează buna comportare a construcţiei la ac-

ţiunea sarcinilor seismice , cum ar fi: oscilaţiile sale proprii , natura terenului de fundaţie , tipul structurii de rezistenţă,etc.. Din acest motiv s-a impus îmbunătăţirea metodelor de calcul , înlăturîndu-se unele imperfecţiuni, fapt care a dus pînă la urmă la elaborarea unei noi metode , numită metodă dinamică.

6.2. Metoda dinamică

Această metodă se bazează pe unele premize noi de calcul, luîndu-se în considerare proprietăţile elastice ale construcţiei, oscilaţiile ei precum şi influenţa terenului de fundaţie. Datorită acestui fapt, metoda dinamică permite determinarea cu o mai mare exactitate a distribuţiei efective a eforturilor care se nasc în construcţie în timpul cutremurului (fig.VI.5).

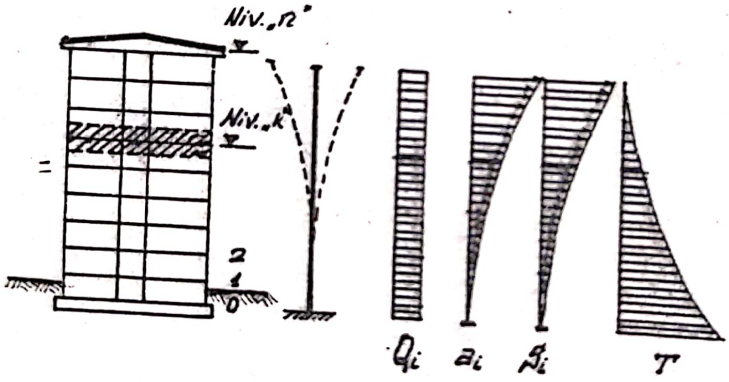


Fig. VI.5.
Determinarea încărcărilor seismice în calculul dinamic

Construcţia trebuind să reziste în primul rînd şocului seismic, care se aplică sub forme unei forţe tăietoare la baza construcţiei, prima problemă care se pune este determinarea cît mai corect a sarcinii seismice.

Seismul, aşa cum s-a arătat, se manifestă ca o mişcare oscilatorie de tip tranzitoriu , care acţionînd construcţia la baza sa ,produce în suprastructura ei perturbaţii dinamice. Sub acţiunea lor,

în timpul vibraţiilor, elementele de construcţii suferă deformări care fac să apară o serie de eforturi suplimentare şi la care structură trebuie să reziste.

Forţele de inerţie care apar în timpul cutremurului , la acţiunea cărora trebuie calculată construcţia, sînt egale cu produsele dintre masele sistemului, şi acceleraţiile corespunzătoare.

Majoritatea studiilor întreprinse admit că, din punct de vedere al acţiunii seismului asupra construcţiilor, particulele terenului pe care este fundată construcţia au deplasări identice în totalitatea lor . Se presupune deci că fundaţia construcţiei se comportă în timpul cutremurului ca o platformă infinit rigidă ,avînd deplasări orizontale şi verticale, plane şi paralele.

Deplasarea fundaţiei clădirii ca un tot rigid, face să apară în toate elemêntele construcţiei acele forţe de inerţie, care dau naştere la solicitări de lunecare şi încovoiere.

Determinarea valorilor de calcul ale forţelor seismice, s-ar putea face pe două căi. :

1. <u>Determinînd forţele</u> de inerţie care pot apărea în elementele construcţiei în timpul cutremurului ca produse dintre masele sistemului şi acceleraţiile care apar.

Pe baza analizei unor serii de seismograme, din care rezultă că pentru interpretarea matematică simplificată a deplasării terenului în timpul cutremurului se poate admite legea acţiunii rezultante a unei serii de curbe armonice amortizate , se poate scrie:

$$y_0 = \sum_{1}^{n} a_0 \cdot e^{-\varepsilon_0 t} \sin(\omega t + \gamma)$$

unde: y_0 = deplasarea terenului

a_0 = amplitudinea iniţială a componentei corespunzătoare a seriei .

ω = frecvenţa oscilaţiilor componentei corespunzătoare a seriei ,

γ = unghiul care defineşte momentul sosirii componentei orizontale a seriei.

t = timpul.

O altă expresie, propusă de G.P. Belago :

$$y_o = a_o . t . e^{-\xi t} . \sin \omega t$$

exprimă legea după care se produc oscilaţiile terenului de fundaţie, şi permite determinarea valorii deplasărilor, iar în final, valorile acceleraţiilor sistemului elastic.

Acest mod de abordare a problemei implică însă un volum mare de calcul.

2. Forţele seismice se pot calcula şi fără determinarea forţelor de inerţie , plecînd de la condiţia de echilibru pe timpul oscilaţiilor între forţele de inerţie , pe de o parte , şi a forţelor elastice şi a celor rezistente, pe de altă parte.

Acest procedeu de calcul este mult simplificat faţă de primul .Eforturile unitare din elementele construcţiei depinzînd numai de forţele elastice, atunci cînd valoarea acestora poate fi determinată fără a se face calculul direct al forţelor de inerţie , nu mai este deci necesar să se determine acceleraţiile care apar.

Rezolvarea problemei este indicată de profesorul I.L. Korcinski plecînd de la faptul că forţele elastice care se produc în sistem sînt direct proporţionale cu săgeata "y" a acestuia .

Considerînd deformaţiile sistemului după fiecare direcţie "i" în parte, săgeata y_{iK} este proporţională cu deformaţia sistemului $X_i(x_K)$ produsă de forţele P_i, De asemenea , întrucît forma deformaţiei sistemului după fiecare direcţie principală este absolut similară cu forma oscilaţiei libere corespunzătoare, rezultă că ea poate fi produsă numai de forţe similare cu cele care se nasc în timpul oscilaţiilor libere.

Dacă în timpul oscilaţiilor libere după direcţia "i" forţele

P_{ia} , P_{ib}, ...P_{iK} .....P_{in} produc săgeţile $X_i(x_a)$, $X_i(x_b)$... .....$X_i(x_K)$ .... atunci săgeţile y_{ia} , y_{ib}. . . . y_{iK} trebuie să să producă nişte forţe similare cu forţele P_i. Notînd aceste forţe cu S_{ia}, S_{ib}.....S_{iK}... şi scriind proporţionalitatea între forţe şi săgeţi :

$$\frac{X_i(x_K)}{y_{iK}} = \frac{P_{iK}}{S_{iK}}$$

rezultă :

$$S_{iK} = \frac{y_{iK}}{X_i(x_K)} \cdot P_{iK} \qquad (6.1)$$

Stiind că forţele P_{ia} , P_{ib}. . . P_{iK} . . . .sînt direct proporţionale cu masele sistemului şi cu deplasările lor şi ţinînd seama de expresiile acestor forţe şi de expresia pătratului frecvenţei oscilaţiilor proprii " p_i^2 " rezultă din relaţia (6.1) ,după efectuarea calculului:

$$S_{iK} = a_o \cdot \omega^2 m_K \cdot \beta_{it} \frac{X_i(x_K) \sum_1^n m_j X_i(x_j)}{\sum_1^n m_j . X_i^2 (x_j)}$$

Schimbînd ordinea factorilor , scoţînd constantele în afara semnului sumei, şi înlocuind $m = \frac{Q}{g}$, rezultă :

$$S_K = \sum_1^n S_{iK} = \frac{a_o \cdot \omega^2}{g} \cdot \sum_1^n \beta_{it} \frac{X_i(x_K) \sum_1^n Q_j X_i(x_j)}{\sum_1^n Q_j \cdot X_i^2(x_j)} \cdot Q_K \qquad (6.2)$$

Cei trei factori care înmulţesc greutatea Q_K în expresia de mai sus , au următoarea semnificaţie :

- <u>Factorul</u> $\frac{a_o \cdot \omega^2}{g}$ caracterizează intensitatea cutremurului , corespunzînd deci coeficientului K_s care exprimă gradul de seismicitate al regiunii în care este amplasată construcţia .El este independent de parametrii sistemului elastic şi exprimă ra-

portul dintre acceleraţia maximă a terenului de fundaţie care se deplasează şi acceleraţia forţei gravitaţionale.

- Factorul β_{it} caracterizează efectul dinamic al deplasării terenului de fundaţie asupra construcţiei. El poartă denumirea de coeficient dinamic şi variază în timp. Valoarea lui este determinată în primul rînd de raportul dintre frecvenţa ω şi p_i, avînd expresia :

$$\beta_{it} = \frac{1}{B_i}\left[e^{-\varepsilon_0 t} \cdot \sin(\omega t + \alpha_i) - C_i \cdot e^{\frac{-\psi_{pi}}{4\pi}} \cdot \sin(p_i t + \varphi_i)\right]$$

- Cel de al treilea factor depinde direct numai de forma oscilaţiilor sistemului şi de distribuţia maselor, fiind independent de raportul dintre frecvenţa oscilaţiilor proprii şi cea a oscilaţiilor forţate, avînd expresia :

$$\eta = \frac{X_i(x_K) \sum_1^n Q_j \cdot X_i(x_j)}{\sum_1^n Q_j \cdot X_i^2(x_j)}$$

Factorul "η" este denumit " corecţia formei oscilaţiilor"

Inlocuind în expresia (6.2) notaţiile făcute mai sus, expresia forţei seismice care se aplică în punctul K va fi :

$$S_K = \sum_1^n S_{iK} = K_s \cdot \sum_1^n \beta_{it} \cdot \eta_{iK} \cdot Q_K \qquad (6.3)$$

Rezultă deci că forţa seismică S_K este prezentată ca o sumă de mai mulţi termeni S_{iK}. Determinarea ei cu o precizie mai mare sau mai mică va depinde deci de numărul de termeni luaţi în considerare. Faptul acesta nu este chiar aşa de uşor întrucît factorii β_{it} variază în timp.

Oscilaţiile sistemului, după diferitele forme ale oscilaţiilor proprii, a căror frecvenţe sînt de obicei foarte diferite, face

ce şi valorile maxime ale forţelor S_{iK} să fie decalate între ele în timp . Forţele seismice care corespund unei frecvenţe mari a construcţiei se produc şi ating valoarea maximă înainte de producerea oscilaţiilor corespunzătoare frecvenţei joase. Cînd acestea din urmă ajung la intensitatea lor maximă , primele oscilaţii sînt, sau complet amortizate , sau neglijabile. Forţele seismice care corespund formelor mai joase şi mai înalte ale oscilaţiilor construcţiei, ajung deci la valori maxime la momente diferite , destul de depărtate între ele .Se poate admite că valoarea maximă a forţei S_K este sau egală sau apropiată de valoarea maximă după una din direcţiile principale "i" . Deci, în calculele obişnuite se poate admite să se determine separat toate valorile maxime posibile ale eforturilor după fiecare direcţie principală în parte, construcţia verificîndu-se la gruparea cea mai defavorabilă .

In această situaţie dispare necesitatea de a calcula valoarea curentă a coeficientului β_{it} necesar pentru determinarea forţei S_K , întrucît în acest caz interesează valoarea sa maximă β_i.

Relaţia (6.3) devine deci :

$$S_{iK} = K_s \cdot \beta_i \cdot \eta_{iK} \cdot Q_K \qquad (6.4)$$

Cu această relaţie se pot determina prin urmare încărcările seismice orizontale pentru fiecare nivel, în situaţia în care cutremurul acţionează după direcţia principală "i".

Repartizarea încărcărilor seismice orizontale de la fiecare nivel pe elementele portante verticale ale sistemului respectiv se poate face după metode de calcul bazate pe criterii diferite. Astfel :

- Se poate considera deformaţia clădirii în ansamblul ei , admiţîndu-se o rotire liberă a planşeelor . Pornindu-se de la o distribuţie arbitrară a forţelor de inerţie pe înălţimea construcţiei se pot stabili,prin aproximaţii succesive " rigidităţile re-

lative de nivel". Repartizarea sarcinilor orizontale se face după aceste rigidităţi .Metoda aceasta este o variantă a metodei Mutto , propusă de ing.Ţiţaru Em. şi ing.Cişmigiu Al.

- Conform unei alte metode , (metoda Lynn) se iau în considerare deplasările succesive pe nivel, fără a se admite însă o rotire a planşeelor. Forţele seismice orizontale se repartizează astfel diafragmelor verticale după rigidităţile stabilite în acest mod pe nivel .

Intrucît sarcinile seismice depind de deformata construcţiei şi de perioada ei proprie de vibraţie , utilizînd metoda " rigidităţilor relative de nivel " se poate găsi deformata construcţiei sub acţiunea unor încărcări laterale.

Rigiditatea relativă de nivel a unui element sau ansamblu de elemente rezistente verticale , este definită ca raportul dintre forţa tăietoare de etaj T_K şi deplasarea relativă $\Delta_K = u_K - u_{K-1}$ a etajului respectiv , ţinîndu-se seama de deformabilitatea de ansamblu a elementului :

deci: $$R_K = \frac{T_K}{\Delta_K}$$

Intrucît sarcinile seismice de la fiecare nivel sînt proporţionale cu sarcinile verticale ce revin nivelului respectiv, coeficientul de proporţionalitate depinzînd de deformata construcţiei pentru o anumită zonă seismică dată , se poate considera într-o primă aproximaţie că aceşti coeficienţi de proporţionalitate sînt unitari.

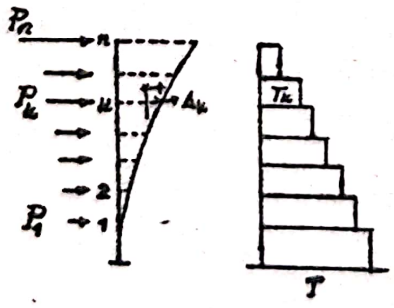


Fig VI.6.
Notaţii pentru calculul rigidităţii relative de nivel

In această situaţie forţele orizontale care acţionează diafragmele sînt chiar sarcinile gravitaţionale de nivel Q_K (fig.VI.6).

Deci:

$$P_K = Q_K$$

Cu aceste încărcări P_K se va obţine într-o primă aproximaţie forţa tăietoare la fiecare nivel (T_K).

Cu aceleaşi sarcini P_K se încarcă fiecare diafragmă verticală , se determină deformata şi se calculează rigidităţile de nivel într-o primă aproximaţie.

Forţa tăietoare pe ansamblu T_K se repartizează diafragmelor verticale proporţional cu rigidităţile relative de nivel.

Astfel pentru diafragma "i" de la nivelul "K" forţa tăietoare aferentă va fi :

$$T_{iK} = \frac{R_{iK}}{\sum R_{iK}} \cdot T_K$$

După obţinerea forţelor tăietoare aferente , se calculează din nou rigidităţile relative de nivel pentru fiecare diafragmă , suma lor constituind rigiditatea de ansamblu a construcţiei la nivelul considerat.

Deplasările relative ale fiecărui nivel (de exemplu nivelul K) vor fi de forma :

$$\Delta_K = \frac{T_K}{\sum R_{iK}}$$

Axa medie deformată în această primă aproximaţie se poate deci trasa uşor , întrucît deplasările totale "U " ale construcţiei se obţin cumulînd deplasările relative.

Coeficientul de proporţionalitate a sarcinilor seismice în această aproximaţie , va fi :

$$\varepsilon = \frac{U_K}{U_n}$$

unde: U_n = deplasarea la ultimul nivel .

Intr-o nouă aproximaţie , pentru obţinerea unei noi axe deformate a construcţiei, se reface calculul expus mai sus, considerînd sarcinile $P_K \cdot \varepsilon_K$. Calculul se repetă apoi de atîtea ori pînă

ce deformaţiile calculate în două aproximaţii succesive sînt sensibil egale.

Intrucît perioada de vibraţie depinde de deformată, se poate calcula totodată şi această perioadă .

Metoda expusă se aplică structurilor în care nu apar momente de torsiune apreciabile, deci structurilor care au o distribuţie simetrică a maselor şi rigidităţilor.

Construcţiile rigidizate cu diafragme constituie obişnuit sisteme spaţiale static nedeterminate. Dezavantajul diafragmelor constă în special în faptul că ele concentrează într-un număr redus de puncte, solicitările orizontale la fundaţii, astfel încît terenul de fundaţie este solicitat neuniform pe suprafaţa clădită .Pentru acest motiv, uneori se poate limita numărul de etaje.

Sarcinile orizontale care solicită construcţia sînt preluate de diafragmele verticale funcţie de rigiditatea lor . Rigiditatea de etaj se referă numai la porţiunile cuprinse între două planşee şi ea foloseşte la repartiţia sarcinii laterale pe elementele de susţinere ale etajului respectiv .Ea nu depinde de sarcinile elementului , ci numai de caracteristicile sale geometrice şi elastice, precum şi de natura rezemărilor.

Rigiditatea unui element după o direcţie α , cînd forţa P provoacă pe direcţia respectivă săgeata δ_α va fi :

$$R_\alpha = \frac{P}{\delta_\alpha}$$

Dacă P = 1, rigiditatea va fi :

$$R_\alpha = \frac{1}{\delta_\alpha}$$

unde : δ_α = săgeata provocată de o forţă unitară după direcţia α

Normativul care reglementează la noi în ţară calculul construcţiilor la solicitări seismice, echivalează aceste sarcini pe baza unui calcul dinamic , întrucît coeficienţii respectivi au fost

evaluaţi pe această bază. Incărcările seismice odată stabilite, se consideră în mod convenţional ca fiind aplicate static ,producînd în elementele de construcţie aceleaşi eforturi ca şi forţele de inerţie produse de oscilaţiile construcţiei în timpul cutremurului. Oscilaţiile construcţiei spaţiale se reduc la cele ale unui sistem plan, schema de calcul a construcţiei luîndu-se sub forma unei console verticale , avînd mase concentrate la fiecare nivel şi a cărei rigiditate în diferite puncte este determinată de soluţia constructivă.

Etapele principale de calcul sînt în ordine următoarele :

- Determinarea încărcării gravitaţionale totale a construcţiei .

- Determinarea sarcinii seismice totale (forţa tăietoare de la baza construcţiei).

- Repartizarea sarcinii seismice pe fiecare nivel.

- Repartizarea sarcinii seismice de nivel pe elementele portante verticale ale nivelului respectiv.

- Clasificarea diafragmelor verticale pe baza unor domenii de rigiditate, funcţie de caracteristicile lor elasto-geometrice .

- Stabilirea încărcărilor verticale pe fiecare diafragmă .

- Calculul static şi de rezistenţă , verificîndu-se secţiunile orizontale cele mai solicitate , la eforturi unitare normale , eforturi unitare tangenţiale , calculul buiandrugilor, verificarea rosturilor orizontale şi verticale la clădirile din panouri mari , etc..

- Dimensionarea fundaţiilor .

Intrucît determinarea sarcinii seismice totale se face pe baza tuturor încărcărilor gravitaţionale , acestea din urmă trebuie evaluate corect , după soluţionarea alcătuirii tuturor elementelor de construcţii (pereţi, acoperiş, terasă , planşee) ţinîndu-se seama de toate funcţiunile pe care trebuie să le îndeplinească ,

pentru a asigura în încăperi condiţii optime , necesare unei bune desfăşurări a vieţii fiziologice a oamenilor chemaţi să le folosească.

Scanned with OKEN Scanner

C A P I T O L U L VII

DETERMINAREA INCARCARILOR SEISMICE

7.1. Forţele de inerţie care apar în timpul cutremurelor şi care constituie încărcări seismice pentru construcţie, se consideră în mod convenţional ca forţe aplicate static, avînd punctele de aplicaţie confundate cu poziţiile maselor luate în calcul.

Direcţiile de acţiune ale încărcărilor seismice pentru calculul structurii de rezistenţă se vor considera orizontale, acţionînd în acest plan după orice direcţie.

Se admit însă următoarele simplificări pentru cazurile curente :

- construcţiile avînd elementele portante verticale orientate după două direcţii ortogonale, se vor considera acţionate după aceste direcţii.

- la celelalte construcţii se poate considera numai direcţiile axelor principale ale ansamblului structurii de rezistenţă.

7.2. Determinarea încărcărilor seismice orizontale pe nivel

Conform " Normativului pentru proiectarea construcţiilor civile şi industriale în regiuni seismice " P.13 197o, determinarea încărcărilor seismice orizontale la un nivel "K" corespunzătoare modului propriu " r" se face cu relaţia :

$$S_{Kr} = K_s \cdot \beta r \cdot \psi \cdot \eta_{Kr} \cdot Q_K \qquad (7.1)$$

K_s = coeficient care introduce influenţa seismicităţii amplasamentului, ţinîndu-se seama de importanţa funcţională a construcţiei ,se ia conform tabelului :

Tabel VII.1.

Clasa de importanţă	Caracterizare	Valorile coef. "K$_s$" pentru zona de grad de intensitate seismică : 6	8	9
I.	Construcţii de importanţă deosebită : clădiri monumentale, clădiri care adăpostesc bunuri cultural-artistice de mare valoare, construcţii de primă necesitate în caz de cutremur precum şi cele ale căror ieşiri din funcţiune are o importanţă deosebită asupra economiei naţionale .	0,03	0,05	0,08	0,12
II.	Toate construcţiile cu excepţia celor din clasele de importanţă I, III şi IV	-	0,03	0,05	0,08
III.	Clădiri cu un nivel ca: locuinţe, clădiri administrative şi comerciale a căror funcţionare nu duce la aglomerări de oameni. Construcţii industriale cu un singur nivel, care nu adăposteşte utilaje greu de înlocuit. Construcţii pentru adăpostirea animalelor de rasă preţioasă pentru reproducere, construcţiile complexelor industriale agrozootehnice	-	0,02	0,03	0,05
IV.	Construcţii puţin importante destinate a adăposti bunuri materiale de mică valoare şi un personal restrîns de deservire, cu acces nepermanent ; construcţii agrozootehnice (cu excepţia celor din clasa de importanţă III), construcţii cu caracter provizoriu (bărăci etc..)	-	-	-	0,03

β_r = coeficientul determinant în funcţie de perioada proprie de vibraţie T_r (pentru modul de vibraţie considerat în calcul) şi de natura terenului de fundaţie.

Se determină astfel :

a. Pentru terenuri normale de fundare :

$$\beta_r = \frac{0,8}{T_r} \qquad (7.2)$$

cu respectarea condiţiei $0,6 \leq \beta_r \leq 2,0$

Perioada de vibraţie T_r se exprimă în secunde (fig.VII.1).

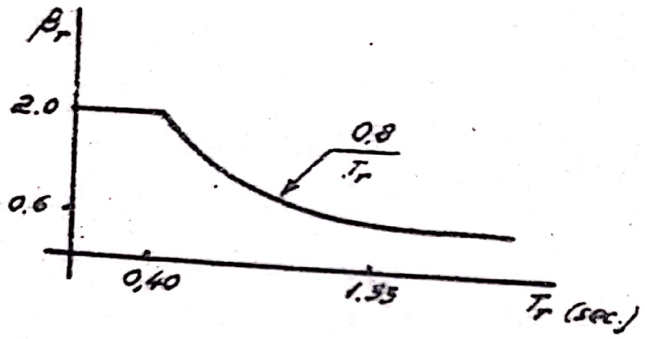


Fig. 7.1 .

b. Pentru terenuri de fundare cu rezistenţe admisibile mari cum ar fi; terenuri stîncoase, straturi de pietriş consolidat, etc. Valorile coeficientului β_r date de relaţia (7.2) se reduc cu 2o% (exceptînd construcţiile de zidărie şi cele din prefabricate de beton armat).

c. Coeficientul β_r se majorează cu 5o% , fără însă a depăşi valoarea limită $\beta_r = 2,5$, pentru următoarele terenuri de fundare:

- pămînturi argiloase , argile prăfoase, nisipoase etc..de consistenţă redusă (indice de consistenţă $I_c < o,5$)
- nisipuri în stare afînată (grad de îndesare $D < o,33$)
- loessuri cu umiditate ridicată ($W > 2o\%$)
- terenuri cu nivelul apei subterane ridicat .

Observaţie: prevederile de la punctele b şi c nu se aplică în cazurile în care condiţiile locale de teren au fost luate în con-

siderare prin harta de microzonare.

ψ = coeficientul care introduce influenţa proprietăţilor de amortizare a vibraţiilor şi a capacităţii de deformare în domeniul plastic (ductilităţii), tipului structurii.

Se ia conform tabelului VII.2.

Tabelul VII.2

Tipul constructiv	Valoarea coef. ψ
Construcţii cu structura în cadre	1,oo
Construcţii cu diafragme	1,2
Construcţii din zidărie portantă	1,3
Construcţii înalte flexibile, independente de tipul coşurilor de fum, antenelor de radio, şi televiziune, etc.	1,8
Castele de apă	2,o

Observaţie: Pentru celelalte tipuri de construcţii neincluse în tabelul VII.2, se ia: $\psi = 1,2$.

η_{Kr} = coeficient care introduce influenţa formei proprii considerate (U_{Kr}) determinat cu relaţia :

$$\eta_{Kr} = U_{Kr} \cdot \frac{\sum_{j=1}^{n} Q_j \cdot U_{jr}}{\sum_{j=1}^{n} Q_j \cdot U_{jr}^2} \qquad (7.3)$$

în care:

U_{Kr} = componenta după gradul de libertate (K) a formei proprii de vibraţie "r" (Fig.VII.2).

Determinarea formelor proprii de vibraţie se face prin metodele dinamicii construcţiilor .In cazurile curente ele se determină cu metode simplificate , conform tabelului VII.6.

Q_r = rezultanta încărcărilor gravitaţionale de nivel corespunzătoare masei antrenată în mişcare după direcţia forţei seismice .

Determinarea lui Q_r se face astfel :

a. In calcul după metoda stărilor limită .

Determinarea se face pe baza valorilor normale ale încărcărilor permanente şi temporare; încărcările temporare de scurtă durată se multiplică cu un coef. de simultaneitate C_s = o,8.

b. In calculul după metoda la rupere, sau după metoda rezistenţelor admisibile.

Rezultanta încărcărilor gravitaţionale de nivel, Q_K, se determină prin însumarea încărcărilor permanente şi utile .La clădirile de locuit şi la alte clădiri unde nu sînt posibile aglomerări frecvente , încărcările utile care corespund greutăţii oamenilor , instalaţiilor , etc.. se vor multiplica cu un coeficient de simultaneitate , C_s= o,8.

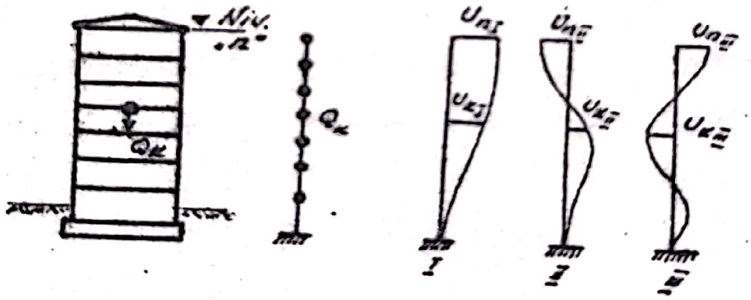


Fig. VII.2.
Moduri de vibraţie

7.3. Determinarea încărcării seismice totale.

Incărcarea seismică orizontală " S_I " aplicată la baza structurii (încărcarea totală seismică) corespunzătoare modului propriu fundamental de vibraţie (Modul I) se determină cu relaţia :

$$S_I = \sum_{K=1}^{n} S_{K_I} \qquad (7.4)$$

Trebuie , de asemenea , îndeplinită şi condiţia :

$$S_I \geqslant 0{,}02\ Q$$

în care: $Q = \sum_{K=1}^{n} Q_K$, rezultanta încărcărilor gravitaţionale ,considerate la determinarea încărcărilor seismice.

Dacă această condiţie nu este îndeplinită atunci se procedează la mărirea proporţională a încărcărilor seismice de nivel, pentru a se obţine :

$$S_I = 0{,}02\ Q$$

7.4. Determinarea directă a încărcării seismice totale.

Dacă se consideră construcţia ca un sistem elastic cu "n" grade de libertate , având masele concentrate la fiecare din cele "n" nivele şi oscilînd forţat sub acţiunea forţelor perturbatorii cauzate de mişcarea pămîntului în timpul cutremurului , atunci forţe tăietoare de la baza construcţiei reprezentată de încărcarea seismică totală S, este dată de relaţia :

$$S = c.Q.$$

Prin urmare, în mod direct , încărcarea seismică aplicată la baza structurii , corespunzătoare modului propriu "r" de vibraţie se determină astfel :

$$S_r = c_r.Q \qquad (7.5)$$

în care :

$$c_r = K_s.\beta_r.\psi.\varepsilon_r$$

Coeficientul de echivalenţă " ε_r " între sistemul real cu mai multe grade de libertate şi sistemul cu un grad de libertate , corespunzător modului propriu de vibraţie "r" se determină cu relaţia :

$$\varepsilon_r = \frac{\left(\sum_{j=1}^{n} Q_j.U_{jr}\right)^2}{\left(\sum_{j=1}^{n} Q_j\right)\left(\sum_{j=1}^{n} Q_j.U_{jr}^2\right)} \qquad (7.6)$$

sau

$$\varepsilon_r = \frac{\sum_{j=1}^{n} Q_j \cdot \eta_{jr}}{Q}$$

Forţa totală seismică "S" care acţionează construcţia ,se stabileşte separat pentru cele două direcţii, transversală şi longitudinală .

Repartizarea sarcinii seismice "S_r" la nivelul "K" se face cu relaţia :

$$S_{Kr} = S_r \frac{Q_K \cdot U_{Kr}}{\sum_{j=1}^{n} Q_j \cdot U_j} \qquad (7.7)$$

7.5. Moduri de vibraţie (fig.VII.3)

In ceea ce priveşte modurile de vibraţie calculul se va face astfel :

- pentru construcţiile de tipuri curente , calculul încărcărilor seismice orizontale se poate efectua numai pentru modul I (modul fundamental de vibraţie).

- necesitatea considerării primelor trei moduri de vibraţie ale construcţiei , apare la construcţiile înalte de tipul coşurilor de fum, turnurilor , antenelor şi clădirilor multietajate având:

a. perioada fundamentală de vibraţie $T > 1$ sec.

b. înălţimea $H > 40$ m .

La aceste construcţii eforturile se vor stabili separat pentru fiecare mod de vibraţie "r" , iar efortul total de calcul într-o secţiune a unui element al structurii de rezistenţă se determină cu relaţia :

$$N = \sqrt{\sum_{r=1}^{3} N_r^2} \qquad (7.8)$$

în care:

N = efortul total de calcul.

N_r = efortul din secţiunea considerată , corespunzător modului propriu de vibraţie "r".

La construcţiile rigide şi la cele semirigide obişnuite,se admite aliura modului I de vibraţie de formă liniară, întrucât

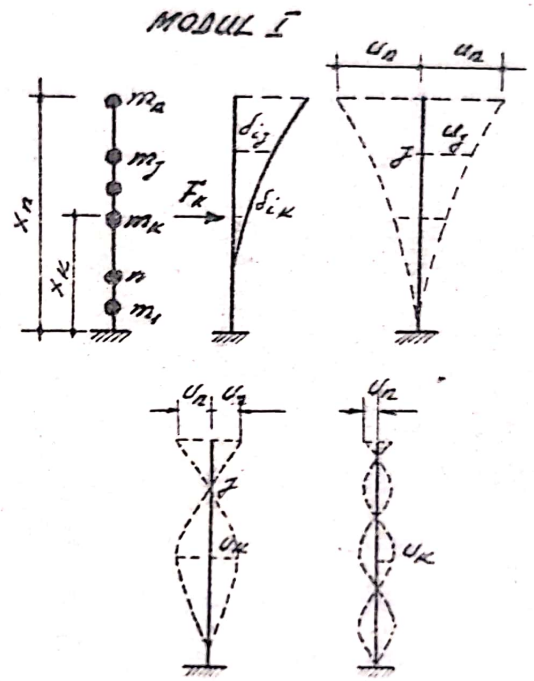


Fig. VII.3.
Diverse moduri de vibraţie ale sistemelor cu mai multe grade de libertate.

oscilaţiile clădirii sînt dictate de vibraţiile produse de balansarea ei în terenul de fundaţie .De altfel, dacă s-ar efectua un calcul exact al modului I de vibraţie pentru aceeaşi structură amplasată pe un teren indeformabil, s-ar constata că deplasările modului ar fi neglijabile în raport cu aliura dată de rotirea structurii în condiţii de teren real, motiv pentru care se acceptă forma liniară pentru acest mod fundamental de vibraţie.

7.6. Determinarea încărcărilor seismice verticale

Efectele acţiunilor verticale ale cutremurelor se iau în

considerare prin majorarea încărcărilor gravitaţionale de calcul (sau a eforturilor corespunzătoare) cu coeficientul seismic $\pm C_v$, din tabelul VII.3.

Tabelul VII.3

Tipul elementului	Incărcarea sau efortul care se modifică	Valoarea coef. C_v
a. Elemente cu eforturi axiale predominante	-Efortul axial al elementului	4 K_s
b. Grinzi	-Forţa tăietoare în secţiunile din vecinătatea stîlpilor	4 K_s
	-Incărcarea verticală concentrată în cazul încărcărilor concentrate importante	6 K_s
c. Planşee de deschidere mare, fără grinzi	-Forţa tăietoare (verificarea la străpungere)	6 K_s
d. Console cu încărcări importante	-Incărcarea gravitaţională a consolei	6 K_s
e. Console cu deschideri mari	Idem	4 K_s

Acţiunea încărcărilor seismice verticale se ia în considerare la verificarea următoarelor elemente ale structurii de rezistenţă:

- cele cu eforturi axiale predominante (stîlpi, spaleţi de zidărie , structuri suspendate , tiranţi)

- grinzi rezemate pe stîlpi, grinzi cu încărcări concentrate importante, console cu deschideri mari sau cu încărcări importante , planşee de deschideri mari fără goluri.

Incărcările, sau eforturile determinate pe baza coeficientului C_v indicat mai sus, se suprapun cu încărcările gravitaţionale

sau cu eforturile corespunzătoare.

7.7. Determinarea încărcărilor seismice pentru elementele care nu fac parte din structura principală de rezistenţă.

Verificarea respectivă se face cu scopul asigurării ancorării elementului autoportant de structura principală de rezistenţă a construcţiei.

Determinarea încărcării seismice totale se face în acest caz prin multiplicarea încărcărilor gravitaţionale , cu coeficientul seismic "c" din tabelul VII.4.

Tabel VII.4

Denumirea elementului	Val. coef. c	Direcţia de acţiune a încărcărilor seismice
- Pereţi neportanţi	3 K_s	Normal pe suprafaţa elementului
- Parapete, ornamente interioare şi exterioare, statui, turnuleţe şi coşuri de fum de înălţime redusă	15 K_s	Orice direcţie
- Balcoane, cornişe şi alte console de importanţă redusă, rezervoare amplasate pe construcţii, instalaţii industriale neportante rezemate pe schelet de susţinere	10 K_s	Orice direcţie

Observaţie : Aceste încărcări nu se suprapun peste cele stabilite pentru calculul structurii principale de rezistenţă (S_{Kr})

7.8. Determinarea încărcărilor seismice pentru calculul zonelor de rezemare şi a îmbinărilor

Pentru verificarea zonelor de rezemare şi a ancorajelor se pot lua în considerare în mod curent numai ipotezele de încărcare

şi direcţiile de acţiune ale sarcinilor seismice care duc în aceste zone la eforturi de întindere sau forfecare.

Ele se verifică pentru reacţiunile corespunzătoare încărcărilor seismice aplicate elementului considerat , prin multiplicarea încărcărilor gravitaţionale cu coeficientul seismic "c" din tabelul VII.5.

Tabelul VII.5

Zonele de rezemare sau îmbinare	Valoarea coef. c
- Ancoraje şi buloane de fixare la reazeme sau asemblări cu armătură post întinsă ale elementelor făcînd parte din structura principală de rezistenţă	5 K_s
- Imbinări la reazeme şi la elemente cu concentrări importante de eforturi din încărcările seismice	3 K_s

Verificări atente se impun la elementele prefabricate, în special la elementele asamblate prin postcomprimare.

7.9. Grupări de încăroări

La acele construcţii la care poate apărea o distribuţie asimetrică importantă a încărcărilor temporare, capabile deci să provoace apariţia unor momente de torsiune generală, se va ţine seama în calcul de acest fapt.

La construcţiile curente , încărcările temporare se vor considera distribuite pe întreaga suprafaţă pe care acţiunea lor este posibilă.

a. In calculul la stări limită.

Incărcarea seismică intervine în gruparea extraordinară , conform STAS 8433-69. In această grupare se vor lua în considerare

încărcările gravitaţionale determinate aşa cum s-a arătat ,dar se vor neglija încărcările provocate de vînt , precum şi încărcările orizontale provocate de utilajele de ridicare şi transport.

b. In calculul după metoda la rupere sau după metoda rezistenţelor admisibile.

Incărcarea seismică constituie o încărcare extraordinară şi intervine :

- pentru construcţiile din beton armat , în gruparea c, conform normativului P.58-7o.

- pentru construcţiile din zidărie portantă , în gruparea de încărcări fundamentale + accidentale + extraordinare ,conform STAS 1o31-56.

In gruparea în care intervine încărcarea seismică se iau în considerare încărcările gravitaţionale determinate aşa cum s-a arătat , dar se neglijează încărcările accesorii ,încărcarea dată de vînt sau alte încărcări extraordinare.

7.1o. Verificarea structurilor la actiunea încărcărilor seismice

Verificarea se face cu scopul de a asigura satisfacerea următoarelor condiţii :

a. Toate elementele de construcţie trebuie să reziste eforturilor cauzate de încărcările considerate în calcul.

b. Asigurarea stabilităţii la răsturnare şi lunecare,atît a structurii în ansamblu cît şi a părţilor ei componente.

Pentru stabilirea schemei de calcul a structurii în ansamblu şi pentru elementele de rezistenţă se va ţine seama de modul de lucru a elementelor de construcţie.

Conlucrarea lor spaţială se va considera numai atunci cînd există legături capabile să transmită în mod sigur eforturile din încărcările seismice .In caz contrar elementele portante respective

se vor considera ca lucrînd independent , fiind acţionate de încărcările seismice dirijate după orice direcţie .

Efectele de torsiune pot apărea atunci cînd :

- Centrul maselor nu coincide cu centrul de rigiditate.
- Mişcarea seismică avînd un caracter nesincron ,apar în diferitele puncte de legătură oscilaţii de torsiune.

7.11. Determinarea efectelor de torsiune

Cunoscînd mărimea forţelor seismice aferente fiecărei diafragme de pe aceeaşi direcţie , la nivelul considerat , poziţia centrului acestor forţe paralele nu depinde de direcţia forţelor paralele ci de poziţia punctelor de aplicaţie ale forţelor respective, precum şi de mărimea lor.

La fiecare nivel , rezultanta încărcărilor seismice orizontale S_K va fi deci aplicată în centrul forţelor paralele, aflat la o distanţă "e" de centrul de rigiditate şi perpendiculară pe direcţia forţelor S_K (fig.VII.4 a şi b)

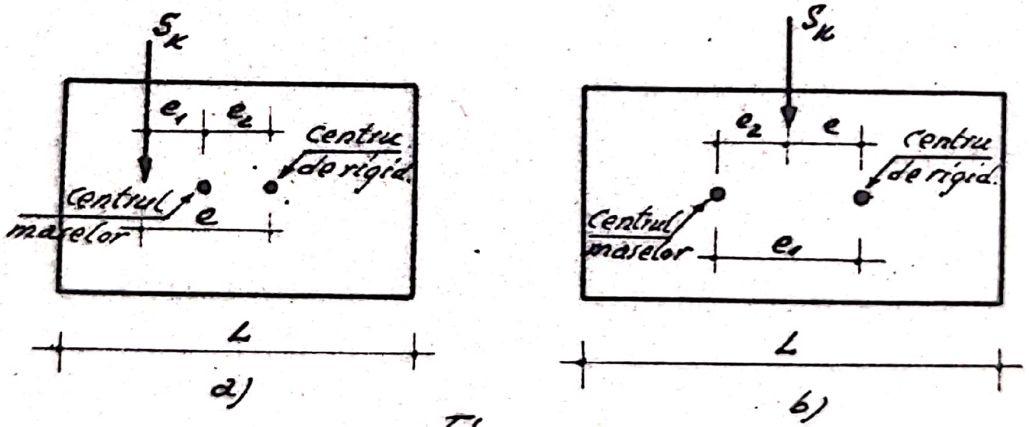


Fig. VII.4. Determinarea efectelor de torsiune

Făcînd următoarele notaţii :

e = distanţa suportului forţei S_K pînă la centrul de rigiditate ,

e_1 = excentricitatea centrului maselor faţă de centrul de rigiditate,

e_2= distanţa de la suportul rezultantei încărcărilor seismice orizontale S_K pînă la centrul maselor.

Funcţie de dimensiunea "L" distanţa "e_2" se poate lua astfel :

e_2 = o,o5L , pentru construcţia de tip curent ,

e_2 = o,o75 L, pentru construcţiile avînd în plan o distribuţie a elementelor de rezistenţă defavorabilă din punct de vedere al preluării torsiunii de ansamblu(ex.: structuri cu diafragme de rigidizare avînd pereţi de capăt subţiri ,structuri cu nucleu de rigidizare central, etc..)

unde: L = dimensiunea construcţiei măsurată în secţiunea orizontală considerată , perpendiculară pe direcţia de acţiune a încărcării seismice.

Pot rezulta deci următoarele situaţii:

$$e = e_1 + e_2$$

sau

$$e = e_1 - e_2$$

după cum S_K se găseşte de o parte sau de alta a centrului maselor.

Verificarea secţiunilor.

Verificarea se face la fel ca şi în cazul solicitărilor statice pe baza grupărilor de încărcări stabilite conform normelor în vigoare.

7.12. Metode simplificate pentru determinarea încărcărilor seismice .

Se utilizează la construcţiile curente atunci cînd nu se face un calcul special pentru stabilirea perioadelor şi formelor proprii de vibraţii .

Pentru calculul direct al perioadei de vibraţie, atît pe direcţia transversală cît şi pe cea longitudinală a construcţiei, normativul P.13-197o recomandă următoarele expresii aproximative, valabile pentru modul fundamental de vibraţie: Tabel VII.6.

Tabel VII.6.

Tipul de structură	Clădiri tip bară		Clădiri tip turn (pe fiecare direcţie)
	pe direcţie transversală	pe direcţie longitudinală	
Rigidă	$T = o,o45\ n.$	$T = o,o4o\ n$	$T = o,o65 \frac{H}{\sqrt{B}}$
Semiflexibilă	$T = o,o55\ n$	$T = o,o45\ n$	$T = o,o75 \frac{H}{\sqrt{B}}$
Flexibilă	$T = o,3 + o,o5\ n$ pentru $n \leq 6$		$T = o,1\ n$ pentru $n = 6 \div 1o$

unde: n = numărul de nivele (în elevaţie)

H = înălţimea totală a construcţiei .

B = dimensiunea în plan a construcţiei pe direcţia de acţiune pe care se consideră cutremurul.

Prin aproximarea formei proprii de vibraţie printr-o variaţie liniară , aproximaţie admisă pentru construcţiile a căror perioadă fundamentală este mai mică de 1 s, se poate exprima coeficientul de echivalenţă "ξ" prin următoarea relaţie simplificată:

$$\xi = \frac{\left(\sum_{K=1}^{n} Q_K \cdot h_K\right)^2}{\left(\sum_{K=1}^{n} Q_K\right)\left(\sum_{K=1}^{n} Q_K \cdot h_K^2\right)} \qquad (7.9)$$

unde: h_K = distanţa de la baza construcţiei pînă la nivelul "K"

7.13. Concluzii pe baza normativului P.13-197o

După cum se poate vedea din cele arătate , normativul revizuit P.13-197o se bazează din punct de vedere teoretic ,pe analiza

dinamică liniară a răspunsului structurilor la acţiunea mişcării seismice , menţinînd structura de principiu a vechiului normativ şi păstrînd în linii mari şi alcătuirea acestuia.

Modificările care se introduc sînt următoarele :

- S_e prescriu direct valorile acceleraţiei seismice de calcul (coef. "K_s") funcţie de importanţa construcţiei şi de gradul de intensitate seismică a zonei de amplasare. Modificarea coeficientului "K_s" s-a făcut pentru zonele de grad 7 şi 9 , menţinîndu-se aceeaşi valoare pentru zona de grad 8.

- evaluarea mărimii încărcărilor seismice se face independent de metoda aleasă pentru dimensionare.

- construcţiile din prefabricate se vor verifica în toate cazurile la o încărcare seismică cel puţin egală cu valoarea minimă de calcul prevăzută în normativ.

- înlăturarea în anumite condiţii a restricţiilor de înălţime pentru clădirile din panouri mari prefabricate, prezentarea prescripţiilor de armare a grinzilor şi diafragmelor , precizări în ceea ce priveşte marca betonului (minim B.2oo) a armăturii (oţeluri de marcă OB 38 şi P.C 52) , recomandări pentru mărcile minime ale materialelor pentru construcţiile de zidărie (cărămidă şi mortar) etc..

- modificarea coeficientului β , coborîndu-se raportul dintre valorile maximă(3) şi inimă (o,6),de la 5 la 3,3.

- modificarea prescripţiilor referitoare la limitarea efectului produs de rotirea fundaţiilor, asupra perioadelor proprii de vibraţie.

- diferenţierea pentru un număr mai mare de tipuri constructive , a valorii coeficientului ψ ,

- modificarea limitelor pentru considerarea în calcul a modurilor superioare de vibraţie, cît şi criteriul de suprapunere,

- în cazul în care se impune considerarea sarcinilor seis-

mice verticale atunci cînd efectele considerate sînt importante , se prevăd verificări la forţe tăietoare pentru reazemele grinzilor principale şi a plangeelor fără grinzi.

In concluzie subliniem faptul că prin intrarea în vigoare a noului normativ , s-a făcut un nou pas în acest domeniu important, în care ţara noastră se afla la nivelul ţărilor avansate din punct de vedere tehnic, încă de la oficializarea metodei dinamice de calcul , în anul 1963.

Revizuirea vechiului normativ s-a făcut ţinîndu-se seama de condiţiile specifice de la noi, datorate focarului persistent din munţii Vrancei.

In Japonia , ţară caracterizată de un teritoriu relativ redus, dar împînzit de un mare număr de focare cu adîncimi diferite, diferenţierea zonelor seismice de grad 7, 8 şi 9 se face prin valorile o,6 ; o,8; 1,o.

In URSS , unde apar din contra zone seismice foarte întinse, diferenţierea pentru zonele seismice de gradul 7,8 şi 9 se face prin valorile : o,25; o,5o respectiv 1,o.

La noi în ţară, din motivul arătat , a apărut ca necesară, modificarea valorilor coeficientului seismic K_s , printr-o diferenţiere mai puţin pronunţată ca pînă în prezent a zonelor seismice, adoptîndu-se de aceea o gradaţie intermediară pentru acest coeficient.

De asemenea, s-a ţinut seama şi de faptul că în timpul cutremurelor de o intensitate ridicată, deformaţiile care apar în elementele structurilor de rezistenţă depăşesc limita elastică. Incursiunile repetate în domeniul plastic facilitează disiparea energiei imprimată de cutremur şi în acest caz rezerva de rezis-

tenţă datorată comportării în domeniul plastic al construcţiilor se poate lua în considerare.

In sfîrşit, îmbunătăţirea normativului s-a făcut şi pe baza experienţei dobîndită în proiectare prin aplicarea vechiului normativ, experienţei acumulată în urma unor cutremure distrugătoare recente studiate la faţa locului (Skoplje 1963, Taşkent 1966, Tokachi - Oki 1968), îmbunătăţirii aduse în ultimii ani a normativelor străine (Japonia , SUA, URSS , Venezuela şi Spania). De asemenea, s-a ţinut seama şi de cercetările efectuate în această direcţie în ţară , la care Filiala INCERC Iaşi şi Catedra de mecanica construcţiilor de la Facultatea de construcţii, au jucat un rol important.

Scanned with OKEN Scanner

C A P I T O L U L VIII

REPARTITIA SARCINII SEISMICE TOTALE

8.1. Repartitia sarcinii seismice totale pe nivele.

Incărcarea seismică totală S se repartizează pe înălţimea construcţiei , la nivelul fiecărei diafragme orizontale, efectul acestor încărcări seismice luîndu-se în considerare în mod convenţional prin forţe orizontale aplicate static la nivelul planşeelor. Aceste forţe reprezintă fracţiuni din forţa tăietoare S de la baza clădirii.

Admiţînd că în timpul oscilaţiilor seismice construcţia propriu-zisă nu se deformează ci oscilează doar pe terenul de fundaţie, forţele de inerţie care se nasc într-un element oarecare , sînt proporţionale cu greutatea elementului şi cu distanţa lui pînă la baza construcţiei (partea superioară a fundaţiei).

Repartizarea pe nivele a sarcinii totale seismice S se face cu relaţia :

$$S_K = S \cdot \frac{Q_K \cdot U_K}{\sum_1^n Q_K \cdot U_K} \qquad (8.1)$$

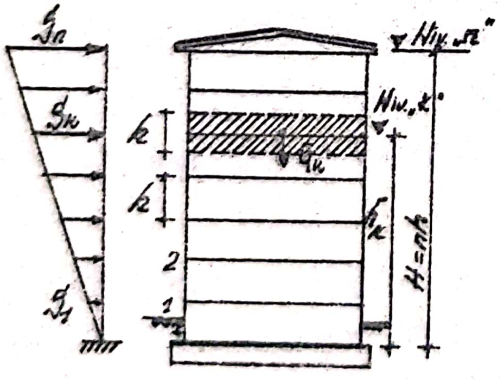


Fig. VIII.1
Repartiţia sarcinei seismice pe nivele

La clădirile care au înălţimea între nivele egală şi încărcările verticale pe nivel aproximativ egale, se poate admite pentru axa verticală deformată a construcţiei , forma liniară (fig.VIII.1)

Pentru această situaţie, în care se încadrează majoritatea clădirilor curente , se pot utiliza metode simplificate, atît

pentru determinarea sarcinei seismice orizontale S, cît şi pentru repartizarea ei pe nivele (fig.VIII.2)

Relaţia simplificată de calcul devine în acest caz :

$$S_K = \frac{Q_K \cdot h_K}{\sum_1^n Q_K \cdot h_K} \cdot S \qquad (8.2.)$$

Relaţia (8.2) este similară cu relaţia (8.1) , înlocuindu-se "U_K" (deplasarea la nivelul "K" a axei verticale a structurii, în direcţia de acţiune a sarcinii seismice) cu "h_K", înălţimea nivelu-

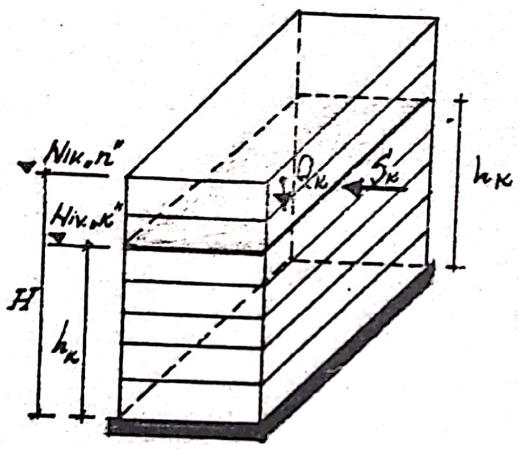


Fig. VIII.2 .
Sarcină seismică la diferite nivele (nivelul „K")

lui respectiv faţă de nivelul superior al fundaţiei .

Aceeaşi înlocuire s-a făcut şi pentru determinarea coeficientului de echivalenţă " ε " (relaţia 7.9) permiţînd evaluarea încărcării seismice S cu aceste metode simplificate .

Calculul repartizării sarcinii seismice pe nivele se poate conduce şi tabelar.

Deşi pentru determinarea sarcinii seismice se ţine seama atît de parametrii dinamici ai construcţiei cît şi de caracterul dinamic al fenomenului seismic , totuşi procedeul repartizării sarcinii seismice pe nivele prezintă unele dezavantaje.

Astfel relaţia (8.2) este convenţională, simplificînd

excesiv caracterul deformaţiilor construcţiei în timpul mişcării seismice.Cu ajutorul ei se obţine o distribuţie identică a intensităţii forţelor seismice pe înălţime la toate tipurile de structuri, atît la cele rigide cît şi la cele elastice .Erori fundamentale pot apare în urma unei astfel de distribuţii în cazul sistemelor la care trebuie considerate şi formele superioare ale oscilaţiilor proprii.

8.2. Repartizarea sarcinii orizontale de nivel, pe diafragmele verticale

Diafragmele orizontale , alcătuite din planşee , constituie şaiba de mare rigiditate a structurii. Ele fiind rezemate pe diafragmele verticale , transmit acestora din urmă în afară de încărcările verticale şi sarcinile orizontale. Din acest motiv planşeele dintre etaje trebuie să fie cît mai rigide în planul orizontal şi să aibă legături strînse cu diafragmele de pe cele două direcţii, transversală şi longitudinală . Planşeele trebuie să aibă rolul de a asigura indeformabilitatea planului orizontal la orice nivel,asigurînd în acelaşi timp o transmitere cît mai uniformă a sarcinilor pe elementele verticale , mărind stabilitatea transversală a acestora .Ele trebuie să alcătuiască împreună cu diafragmele verticale un ansamblu spaţial în formă de"cutie rigidă" . Din acest punct de vedere , planşeele din beton armat monolit, sau din prefabricate mari, s-au comportat bine la cutremur, spre deosebire de planşeele alcătuite din grinzi izolate cu corpuri de umplutură.

Conlucrarea diafragmelor pe două direcţii

In vederea stabilirii caracteristicilor geometrice ale secţiunii unei diafragme , se va ţine seama şi de conlucrarea ei cu celelalte elemente portante verticale (pereţi, şpaleţi etc..) de pe cealaltă direcţie (de obicei perpendiculară pe planul ei).

Stabilirea caracteristicilor elasto-geometrice ale diafragmelor se face după alegerea unei secţiuni corespunzătoare (care urmează ulterior să fie verificată prin calcul), ţinîndu-se seama de conlucrarea pe cele două direcţii, transversală şi longitudinală.

Avînd în vedere porţiunile de conlucrare , secţiunile orizontale ale diafragmelor vor rezulta în formă de I, L, T etc ..

In ceea ce priveşte lungimea de calcul a porţiunii de conlucrare (tălpi sau aripi), deşi această problemă nu este încă complet elucidată , se poate lua egală cu cea mai mică dintre valorile : (fig.VIII.3)

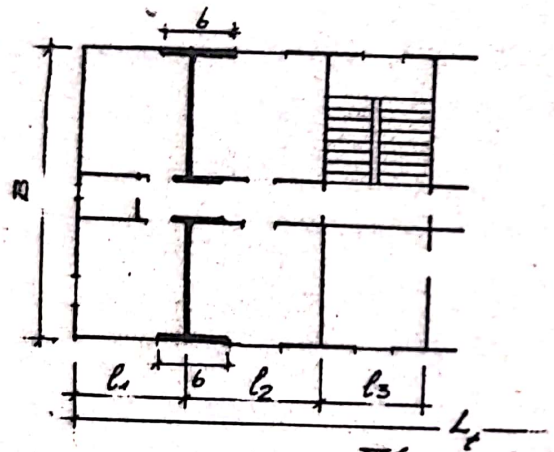


Fig. VIII.3
Conlucrarea diafragmelor pe cele două direcţii

$b \leq 0{,}25(\ell_1 + \ell_2)$, la diafragmele intermediare

$b \leq 0{,}25\ \ell_1$, la diafragmele de capăt

$b \leq \frac{H}{10}$

$b_{1,2} \leq \frac{L}{4}$

unde:

b = lungimea de conlucrare , a tălpiisau aripii ,

ℓ = interaxul traveelor alăturate diafragmei considerate,

H = înălţimea totală a diafragmei

L = lungimea peretelui .

In cazul existenţei unui gol de uşă sau fereastră, conlucrarea va fi limitată de acest gol , dacă lungimea conlucrării astfel determinată , este mai mică decît cea calculată conform recomandărilor de mai sus.

Conlucrarea diafragmelor verticale se ia în considerare şi

la construcţiile executate din panouri mari ,dacă la intersecţia diafragmelor sau a lamelelor (şpaleţilor) se prevăd îmbinări de monolitizare rezistente la eforturile de lunecare dezvoltate prin conlucrarea spaţială a elementelor care se intersectează.

Dacă diafragmele exterioare sînt pereţi de tip sandvich (în mai multe straturi) , în calculul caracteristicilor elasto-geometrice se ia în considerare numai secţiunea stratului portant.

Ţinîndu-se seama de cele arătate şi de alcătuirea planşeelor , sarcina seismică orizontală care revine fiecărui nivel se poate repartiza diafragmelor verticale de la nivelul respectiv, în mai multe ipoteze.

8.2.1. Ipoteza I

În această primă ipoteză , planşeele fiind considerate rigide, sarcina seismică orizontală de la nivelul respectiv se repartizează tuturor diafragmelor verticale ale nivelului , proporţional cu rigidităţile relative ale acestora (Fig.VIII.4).

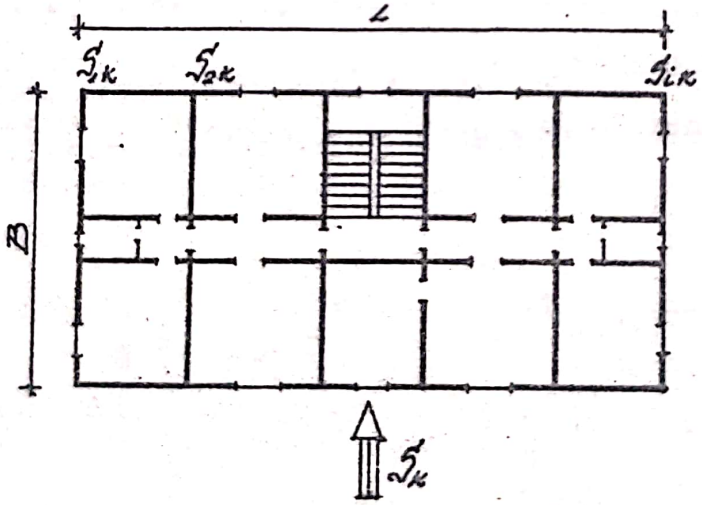


Fig. VIII.4.
Distribuţia încărcărilor seismice pe diafragmele transversale (nivelul „K")

Astfel pentru diafragma "i" de la nivelul "K" revine încărcarea :

$$S_{iK}^{(I)} = \gamma''_{iK} \cdot S_K \qquad (8.3)$$

în care :

$S^{(I)}_{iK}$ = încărcarea seismică orizontală care revine diafragmei respective în ipoteza I.

r_{iK} = rigiditatea relativă a diafragmei ,

S_K = sarcina seismică totală de la nivelul "K"

Notînd cu δ_{iK} , deplasarea diafragmei "1" pentru o sarcină unitară orizontală, se poate determina rigiditatea absolută:

$$K_{iK} = \frac{1}{\delta_{iK}}$$

Rigiditatea relativă este dată de :

$$r_{iK} = \frac{K_{iK}}{\sum_{i=1}^{n} K_{iK}}$$

de unde rezultă după înlocuiri :

$$r_{iK} = \frac{1}{\delta_{iK} \sum_{i=1}^{n} \frac{1}{\delta_{iK}}} \qquad (8.4)$$

Calculul deplasărilor se face considerînd diafragma încastrată în planşeul inferior şi încastrată glisant în cel superior (fig.VIII.5).

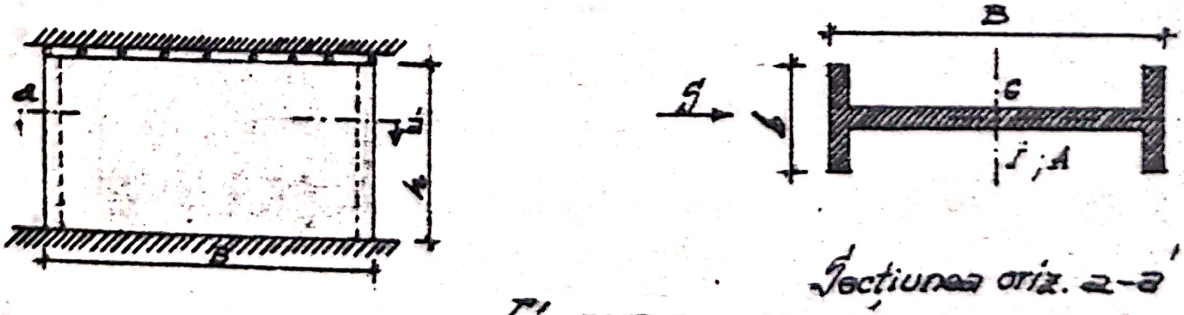


Fig. VIII.5 .
Schema statică a diafragmei verticale pe înălţimea unui etaj.

Neglijînd rotirile în fundaţii la calculul deplasărilor unei diafragme fără goluri , influenţa momentului şi a forţei tăietoare este prinsă în relaţia :

$$\delta_{iK} = \frac{h^3}{12\,EI} + \frac{K.h}{G.A} \qquad (8.5)$$

unde:

h = înălţimea diafragmei pe nivel

E = modulul de elasticitate (tabel 7 anexă)

I = momentul de inerţie al secţiunii diafragmei faţă de axa care trece prin centrul de greutate şi este perpendiculară pe direcţia de acţiune a seismului.

K = 1,2o , coeficientul de formă al secţiunii $\left(K = \frac{S_o h}{I}\right)$

$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$, modulul de elasticitate transversal (coeficientul lui Poisson se ia ν =o,15-o,2o)

A = aria secţiunii orizontale a diafragmei .

Cînd în diafragmă apar goluri , se ţine seama la calculul deplasărilor de poziţia şi de dimensiunile golurilor.

Luînd ca exemplu o diafragmă "i" cu un singur şir de goluri, pentru calculul deplasării , se împarte suprafaţa diafragmei pe înălţimea unui nivel în fîşii orizontale , care să cuprindă plinurile şi golul respectiv (fig.VIII.6).

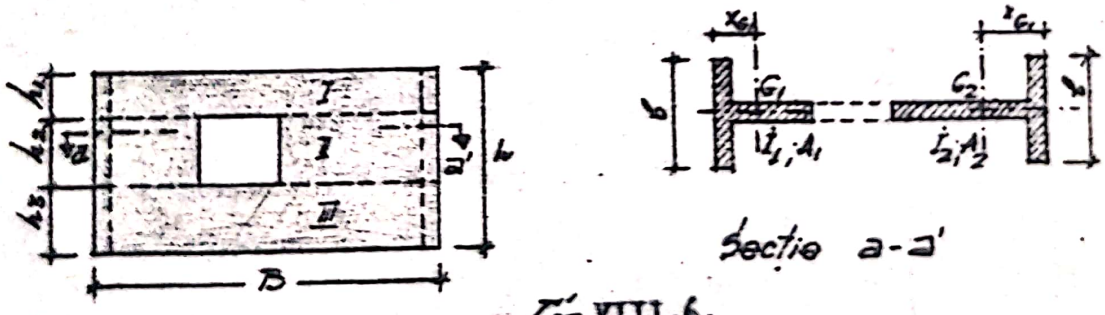


Fig. VIII.6.
Diafragmă cu un singur şir de goluri.

Deplasarea va fi în acest caz :

$$\delta_{iK} = \left(\frac{h_1^3}{12\ EI_1} + \frac{Kh_1}{G \cdot A_1} \right) + \left(\frac{h_2^3}{12E \sum I_2} + \frac{Kh_2}{G \sum A_2} \right) + \left(\frac{h_3^3}{12EI_3} + \frac{Kh_3}{G \cdot A_3} \right) \qquad (8.6)$$

unde : h_1, h_2 şi h_3 = înălţimile fîşiilor ,

I_1 şi I_3 = momentele de inerţie ale celor două secţiuni pline, faţă de axa care trece prin centrul de greutate a secţiunii respective ,perpendiculară pe direcţia seismului.

$\sum I_2$ = suma momentelor de inerţie a celor două lamele situate de o parte şi de alta a golului.

$\sum A_2$ = suma ariilor secţiunilor celor două lamele.

Atunci cînd apar mai multe şiruri de goluri se procedează în acelaşi mod.

Calculul poate fi condus şi tabelar.

8.2.2. Ipoteza II

In această ipoteză diafragmele orizontale (planşeele) se consideră ca avînd o elasticitate mică în comparaţie cu aceea a reazimilor.

Dacă nu se mai contează în aceeaşi măsură pe rigiditatea planşeelor , atunci diafragmele verticale se vor încărca cu sarcina seismică uniform distribuită pe porţiunea aferentă lor .

Sarcina seismică orizontală de la fiecare nivel se repartizează deci uniform pe lungimea sau pe lăţimea construcţiei ,după cum seismul acţionează după direcţia transversală sau longitudinală a ei (fig.VIII.7).

Considerînd,de exemplu, acţiunea cutremurului pe direcţia transversală , încărcarea seismică uniform distribuită de la nivelul "K" va fi :

$$q_{SK} = \frac{S_K}{L}$$

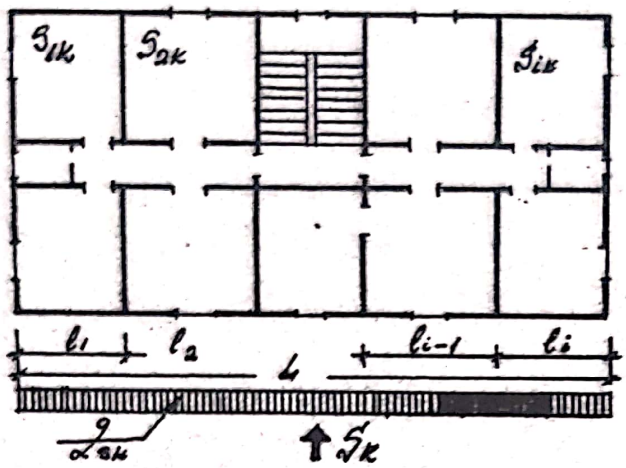


Fig. VIII.7
Repartiția uniform distribuită a sarcinei seismice pe nivelul „K"

Diafragmei "i" de la nivelul "K" îi va reveni în acest caz încărcarea uniform distribuită de pe lungimea aferentă $\frac{l_{i-1} + l_i}{2}$, unde l_{i-1} și l_i sînt interaxele travelor alăturate. Rezultă deci, în această ipoteză, că:

$$S_{iK}^{(II)} = \frac{l_{i-1} + l_i}{2} \cdot q_{SK} \qquad (8.7)$$

Rezultatele vor fi diferite de cele obținute în prima ipoteză, întrucît ele sînt diametral opuse.

8.2.3. Ipoteza III.

Incercări făcute pe planșee la unele construcții existente, au arătat că nu este justificată în toate ocaziile ipoteza rigidității absolute a planșeelor și nici în alte cazuri, ipoteza unei rigidități neglijabile. Evident că rigiditatea planșeelor depinde de mai mulți fatori, cum ar fi : structura lor, materialele din care sînt executate, de secțiune, de modul de rezemare, de deschidere etc..

Admițînd la repartiția încărcărilor pe diafragme o situație intermediară în ceea ce privește rigiditatea planșeelor, distribuția încărcărilor în această nouă ipoteză se face cu relația :

$$S_{iK}^{(III)} = m_1 S_{iK}^{(I)} + m_2 \cdot S_{iK}^{(II)} \qquad (8.8)$$

în care: $S_{iK}^{(I)}$; $S_{iK}^{(II)}$ şi $S_{iK}^{(III)}$ reprezintă încărcarea seismică a diafragmei "i" de la nivelul "K" în ipotezele I , II şi III ;

m_1 şi m_2 = coeficienţi subunitari, care depind de tipul de planşeu ($m_1 + m_2 = 1$) .

Valorile coeficienţilor m_1 şi m_2 se iau astfel :

$m_1 = 0,9$ şi $m_2 = 0,1$, pentru planşee de beton armat la care se asigură legături bune cu pereţii.

$m_1 = 0,6$ şi $m_2 = 0,4$, pentru planşee prefabricate ,cu centuri din beton armat.

8.2.4. Ipoteza IV

La construcţiile cu pereţii longitudinali situaţi la intervale mici şi avînd planşeele din beton armat se poate conta pe rigiditatea absolută a planşeelor în planul orizontal (deci se poate lua $m_1 = 1$ şi $m_2 = 0$)

Admiţînd că încărcările seismice sînt preluate numai de diafragmele verticale aflate pe direcţia de acţiune a forţei seismice, neglijînd deformaţiile datorită încovoierii pereţilor şi deformaţiile terenului de fundaţie, rezultă o nouă relaţie de distribuţie a sarcinii seismice, care ţine seama de aria secţiunii orizontale a diafragmelor respective:

$$S_{iK}^{(IV)} = \frac{A_{iK}}{\sum_{i=1}^{n} A_{iK}} \cdot S_K \qquad (8.9)$$

în care: A_{iK} = aria secţiunii orizontale a diafragmei "i" de la nivelul "K" (după scăderea ariei golurilor canalelor, plinurilor flexibile - avînd dimensiunea de pe direcţia de acţiune a forţei mai mică decît o treime din înălţimea golului)

$\sum A_{IK}$ = aria totală a secţiunilor orizontale a tuturor diafragmelor de pe direcţia considerată la nivelul respectiv .

Datele obţinute în urma repartiţiei sarcinilor seismice de la fiecare nivel pe diafragmele verticale , în cele patru ipoteze, se vor prezenta într-un tabel comparativ ,pentru interpretarea lor.

Intrucît rezultatele cele mai apropiate de comportarea structurii sînt cele obţinute prin aplicarea ipotezei III, se recomandă ca verificările diafragmelor să se facă ţinîndu-se seama de aceste încercări orizontale.

Scanned with OKEN Scanner

C A P I T O L U L IX

CLASIFICAREA DIAFRAGMELOR CU GOLURI DUPA DOMENIILE DE RIGIDITATE

In afara diafragmelor pline, apar în structură şi diafragme cu unul sau mai multe şiruri de goluri.

Pentru calculul diafragmelor cu goluri nu există o teorie cu totul satisfăcătoare , formulele de calcul utilizate în prezent fiind deduse pe baza unor ipoteze simplificatoare, valabile pentru anumite rapoarte şi poziţii ale golurilor şi plinurilor care alcătuiesc diafragma.

Rigiditatea diafragmelor cu goluri depinde atît de forma şi dimensiunile golurilor cît şi de dispunerea lor .Calculul exact al stării de eforturi în secţiune fiind destul de dificil, se fac o serie de ipoteze simplificatoare. Această dificultate apare datorită faptului că elementele diafragmei nu pot fi considerate ca bare, iar concentrările de eforturi datorită prezenţei golurilor nu pot fi prinse într-un calcul obişnuit de rezistenţă. Diafragmele cu goluri nu pot fi considerate nici apropiate de cadre , întrucît plinurile avînd dimensiunile de acelaşi ordin de mărime pe două direcţii , nu pot fi considerate ca bare.

Toate aceste motive au impus folosirea unor metode de calcul aproximative , bazate pe ipoteze simplificatoare valabile pentru anumite domenii de rigiditate .

Coeficientul "α" pe baza căruia se stabilesc aceste do-

menii de rigiditate , are expresia :

$$\alpha = \omega H \qquad (9.1)$$

unde: α = coeficientul de monolitism

H = înălţimea totală a diafragmei , în m.

ω = coeficient, determinat cu una din relaţiile (9.2) sau (9.3) .

Conform acestor domenii de rigiditate convenţională ,diafragmele cu goluri se clasifică astfel :

a.Diafragme cu goluri mari , $\alpha \leq 1$.

b. Diafragme cu goluri mijlocii, $1 < \alpha < 10$.

c. Diafragme cu goluri mici , $\alpha \geq 10$.

Determinarea coeficientului de monolitism "α" se face pe baza caracteristicilor elasto-geometrice ale diafragmelor.

Determinarea lui "ω" se face ţinîndu-se seama de faptul că diafragma este prevăzută cu un singur şir de goluri , sau cu mai multe şiruri de goluri.

9.1. <u>Diafragmă cu un singur şir de goluri</u> (fig.IX a şi b)

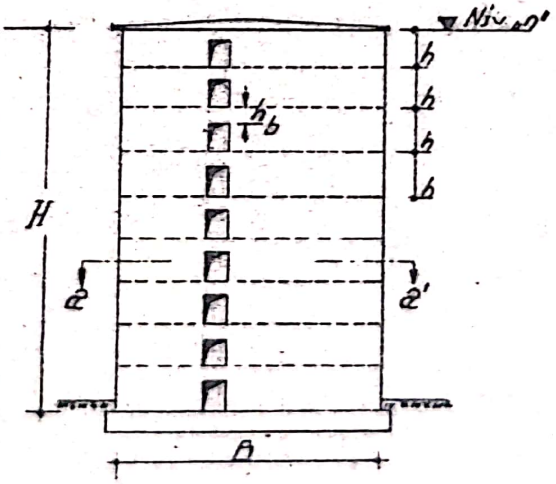
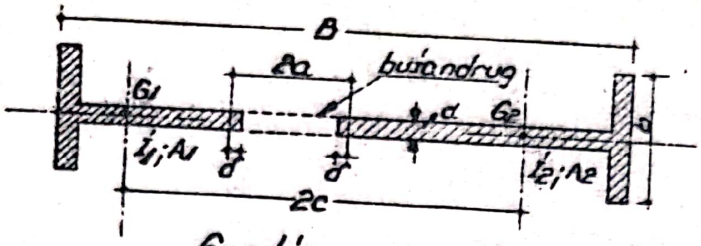


Fig. IX.1.a . Diafragmă cu un singur şir de goluri.



Secţiunea „a-a"

Fig. IX.1.b.

Determinarea lui „ω" pentru o diafragmă cu un singur şir de goluri se face cu relaţia:

$$\omega = \sqrt{\frac{3E_b \cdot I_b}{a^3 \cdot E} \cdot \frac{c}{I_1 + I_2} \cdot \frac{-I}{S \cdot h}} \qquad (9.2)$$

în care:

E_b = modulul de elasticitate a buiandrugului ;

I_b = momentul de inerţie a buiandrugului faţă de axa centrală a secţiunii lui transversale (fig.IX.2).

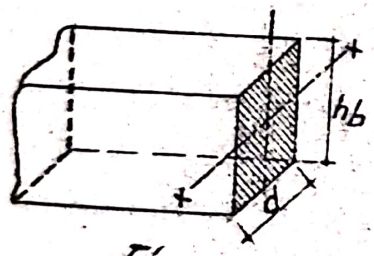


Fig. IX.2

Secţiune transv. buiandrug.

Înălţimea buiandrugului se consideră tot plinul dintre două goluri succesive.

2 a = lungimea buiandrugului inclusiv încastrarea la cele două capete (încastrarea δ =0,1 ÷ 0,2 m., pentru buiandrugii din beton armat)

E = modulul de elasticitate al diafragmei; cînd avem aceeaşi marcă de beton ca şi la buiandrug , se ia $E_b = E$.

2 c = distanţa dintre centrele de greutate ale celor două lamele .

I_1 şi I_2 = momentele de inerţie ale celor două lamele faţă de axele care trec prin centrele lor de greutate.

I = momentul total de inerţie faţă de axa care trece prin centrul de greutate al întregii secţiuni orizontale a diafragmei : $I = I_1 + I_2 + 2cS$

$S = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$, momentul static al secţiunii care alunecă.

h = înălţimea diafragmei pe un nivel

9.2. <u>Diafragme cu mai multe şiruri de goluri</u> (fig.IX.3)

Pentru o diafragmă cu mai multe şiruri de goluri, determinarea lui " ω " se face cu relaţia :

$$\omega = \sqrt{\frac{6E_b}{E(I_1+I_2+\dots I_n)h} \cdot \left(\frac{I_{b_1} c_1^2}{a_1^3} + \frac{I_{b_2} c_2^2}{a_2^3} + \dots \frac{I_{b_n} c_n^2}{a_n^3} \right)} \qquad (9.3)$$

Notaţiile din această relaţie , corespunzătoare cu cele din fig.IX.3 , au semnificaţia arătată pentru diafragmele cu un singur şir de goluri.

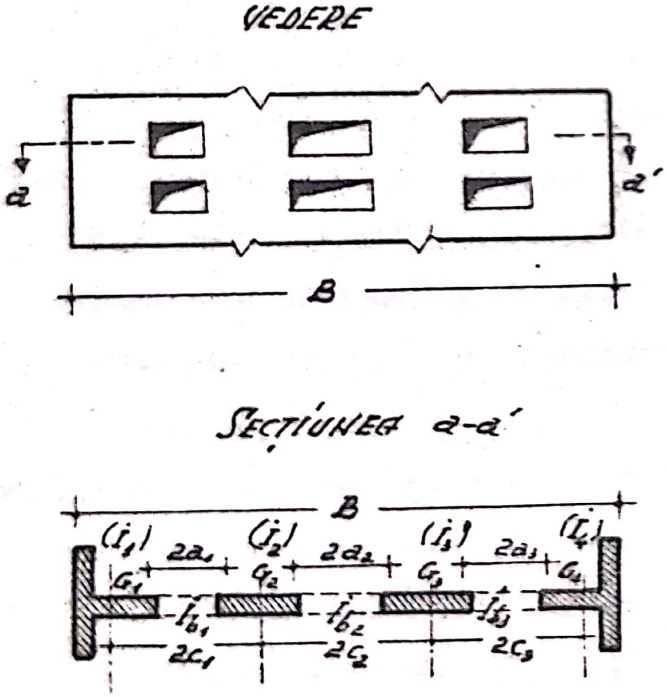


Fig. IX.3.
Diafragmă cu mai multe şiruri de goluri.

Avînd astfel terminat pe " ω " pentru toate tipurile de diafragme de la nivelul respectiv , se poate trece la clasificarea lor pe baza domeniilor de rigiditate (relaţia 9.1.).

C A P I T O L U L X

EVALUAREA INCARCARILOR AFERENTE FIECAREI DIAFRAGME

In vederea verificării diafragmelor trebuie stabilite toate încărcările orizontale şi verticale, pentru fiecare diafragmă în parte.

1o.1. Incărcările seismice

După cum s-a văzut , efectul încărcărilor seismice se ia în considerare în mod convenţional prin forţe orizontale ,care se aplică static la nivelul planşeelor .Determinarea acestor încărcări orizontale aferente fiecărei diafragme verticale, s-a făcut mai înainte, urmînd să reţinem pentru verificarea secţiunilor, încărcările stabilite în ipoteza III.

1o.2. Incărcările gravitaţionale

Incărcările gravitaţionale care se iau în considerare sînt cele din greutatea proprie a diafragmei considerate (inclusiv a conlucrărilor de pe cealaltă direcţie) şi încărcările transmise de acoperişul -terasă şi de planşee de pe suprafaţa aferentă diafragmei respective .

Determinarea suprafeţei de planşeu aferentă unei diafragme se stabileşte după legea de distribuţie a triunghiurilor ,ducînd bisectoarele fiecărui unghi şi urmărind intersecţia lor.

In fig.X.1 este arătat modul de stabilire a suprafeţei aferentă de planşeu pentru situaţia în care apar în faţadă ziduri portante.

Pentru situaţia în care pereţii exteriori sînt neportanţi (ex. pereţi cortină , din zidărie de cărămidă, blocuri mici, elemente prefabricate autoportante , etc,.) suprafaţa aferentă de planşeu se stabileşte ca în fig.X.2.

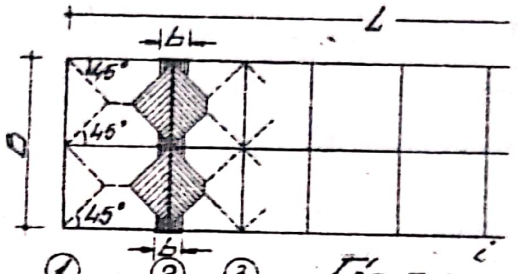


Fig. X.1.
Suprafaţa de planşeu aferentă diafragmei 2 (ziduri ext. portante)

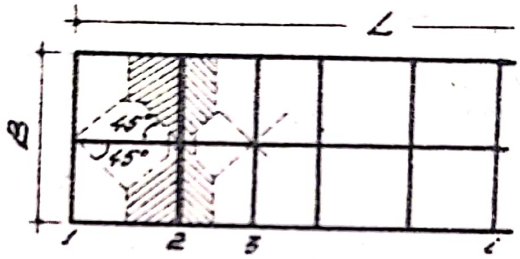


Fig. X.2.
Suprafaţa de planşeu aferentă diafragmei 2, la ziduri de faţadă neportante.

Gruparea încărcărilor gravitaţionale aferente fiecărei diafragme se face tot pe fiecare nivel. Ele se determină ca încărcări uniform distribuite pe toată secţiunea orizontală a diafragmelor (sau a lamelelor).

Pentru verificarea eforturilor ce provin din încovoiere sau lunecare , se consideră diafragma pe înălţimea clădirii ca un sistem în consolă , încastrată deci în fundaţie şi liberă sus, acţionată de încărcările orizontale S_{iK} concentrate la nivelul planşeelor şi de sarcinile verticale provenite din greutatea proprie , din acţiunea terasei şi a planşeelor.

Pentru diafragma "i" schema încărcărilor seismice şi a încărcărilor verticale este prezentată în fig.X.3.

Funcţie de raportul $\frac{H}{B}$ diafragmele verticale se clasifică astfel :

- Console scurte , cînd $\frac{H}{B} < 2$
- Console medii , cînd raportul $2 < \frac{H}{B} < 5$ (la care trebuie avută în vedere deformaţia de lunecare.)
- Console lungi, cînd raportul $\frac{H}{B} > 5$ (la care influenţa deformaţiilor de lunecare este neglijabilă).

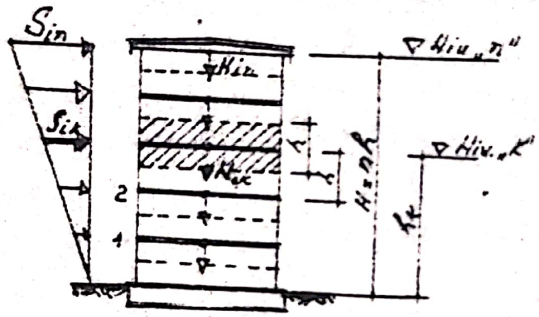


Fig. X.3.

Schema încărcări for gravitaţionale (H_c) şi orizontale seismice (S_i) pentru diafragma „i"

C A P I T O L U L XI

VERIFICAREA DIAFRAGMELOR

Calculul structurii cuprinde verificarea de rezistenţă şi de stabilitate a diafragmelor , iar la construcţiile cu structură de rezistenţă realizată din elemente prefabricate mari se vor verifica în plus şi rosturile de îmbinare .

Pentru determinarea stării de eforturi în diafragme se admite stadiul elastic, dar la verificarea secţiunilor se iau în considerare deformaţiile plastice, în baza calculului la stări limită.

Deşi din punct de vedere mecanic clădirile cu structură rigidă se prezintă ca un sistem complicat,totuşi,pentru simplificarea calculului,se fac o serie de ipoteze simplificatoare , descompunîndu-se clădirea, considerată ca o consolă cu profil complex,în bare independente cu profil deschis.De aceea, atît diafragmele pline cît şi cele cu goluri se asimilează cu grinzi-consolă încastrate la nivelul superior al fundaţiilor , sau la nivelul planşeelor peste subsol , atunci cînd acestea alcătuiesc împreună cu fundaţiile şi cu pereţii subsolului , cutii spaţiale rigide.Diafragmele lucrează în realitate ca grinzi-pereţi în consolă,încastrate la partea de jos şi încărcate la fiecare nivel cu forţele seismice orizontale.Intrucît în prezent nu se dispune nici pentru domeniul elastic de soluţiile necesare pentru calculul grinzilor-pereţi încărcate astfel , se folosesc formulele de calcul pentru grinzile obişnuite , care admit valabilitatea ipotezei secţiunilor plane , cît şi legea lui Hooke.

Verificarea secţiunilor diafragmelor se face la eforturi unitare normale şi tangenţiale pe baza calculului de rezistenţă.

La construcţiile din panouri mari se verifică de asemenea, secţiunile orizontale şi verticale în dreptul îmbinărilor dintre panouri.

Calculul diafragmelor pline (fără goluri) nu prezintă nici o dificultate din punct de vedere static, ele realizînd un sistem static determinat.

Secţiunile orizontale ale diafragmelor pline sau cu goluri se consideră solicitate la compresiune excentrică oblică, iar determinarea stării de eforturi şi verificarea secţiunilor ,comportă:

- Stabilirea diagramei eforturilor de întindere-compresiune,
- dimensionarea armăturii verticale care preia eforturile de întindere din încovoiere ,
- verificarea la solicitările de încovoiere şi de lunecare ale plinurilor (şpaleţilor) şi ale legăturilor orizontale (buiandrugi, parapeţi etc.)
- verificarea rosturilor orizontale şi verticale precum şi a elementelor de îmbinare (praguri, armături etc) la construcţiile realizate din elemente prefabricate.

In urma ipotezelor simplificatoare admise pentru fiecare din cele trei domenii de rigiditate pe baza căruia s-au clasificat diafragmele cu goluri , calculul fiecărui tip se poate face aşa cum se arată în cele ce urmează.

11.1. Diafragmele cu goluri mari

In această categorie intră diafragmele a căror caracteristici elasto-geometrice duc la un coeficient $\alpha \leq 1$.

Datorită faptului că buiandrugii acestor diafragme au o rigiditate redusă, ei nu mai pot asigura lucrul în ansamblu a şpa-

leţilor diafragmei (fig.XI.1)

De aceea la diafragmele cu goluri mari rolul buiandrugilor este de a asigura o deformare egală a şpaleţilor , fiind conside-

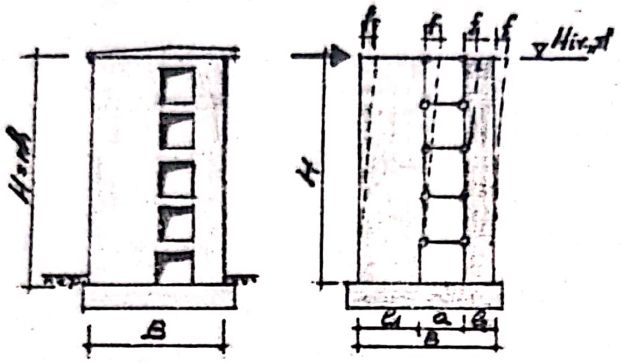


Fig .XI.1.
Schema de calcul
diafragmelor cu goluri mari

rate elemente de legătură dublu-articulate, capabile să menţină distanţe egale între porţiunile pline ale diafragmei, care se vor deforme cu aceleaşi săgeţi .

Intrucît în timpul deformării orizontale a peretelui, rigiditatea buiandrugilor este neglijabilă în comparaţie cu rigiditatea lamelelor , acestea din urmă pot fi calculate separat ca elemente de consolă independente , armarea rezultată din calcul făcîndu-se ca atare.

Incărcările verticale şi orizontale corespunzătoare fiecărei porţiuni a plinurilor (şpaleţilor) se calculează pe baza încărcării totale a diafragmei considerată, afectată cu coeficienţii respectivi de distribuţie.

Astfel , pentru o diafragmă cu un singur şir de goluri ,utilizînd notaţiile din fig.XI.2, coeficienţii de distribuţie pentru încărcările verticale , sînt de forma :

$$r_1 = \frac{b_1 + \frac{c}{2}}{b_1 + b_2 + c} \qquad r_2 = \frac{b_2 + \frac{c}{2}}{b_1 + b_2 + c}$$

Distribuţia încărcărilor seismice orizontale la cei doi şpaleţi se face proporţional cu rigiditatea lor la încovoiere, deci proporţional cu momentele de inerţie ale secţiunilor (I_1 şi I_2).

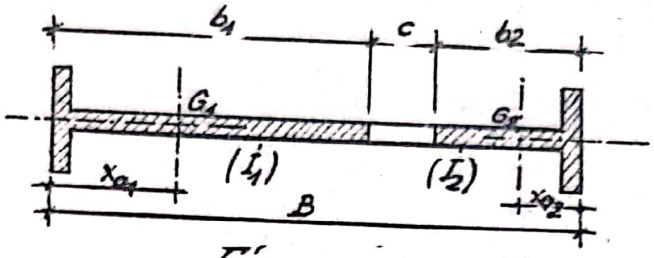


Fig. XI.2.

Distribuţia încărcărilor verticale pe fiecare lamelă

Coeficienţii de distribuţie pe cei doi şpaleţi a încărcărilor seismice, vor fi :

$$\lambda_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \quad \text{şi} \quad \lambda_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2}$$

Incărcările la fiecare nivel pentru întreaga diafragmă, precum şi cele obţinute în modul arătat mai sus, pot fi prezentate într-un tabel concentrator.

Cu aceste încărcări se întocmesc pentru fiecare şpalet în parte diagrama cu încărcările verticale N_i, diagrama forţelor tăietoare T_i produse de încărcările seismice, precum şi diagrama momentelor încovoietoare (fig.XI.3).

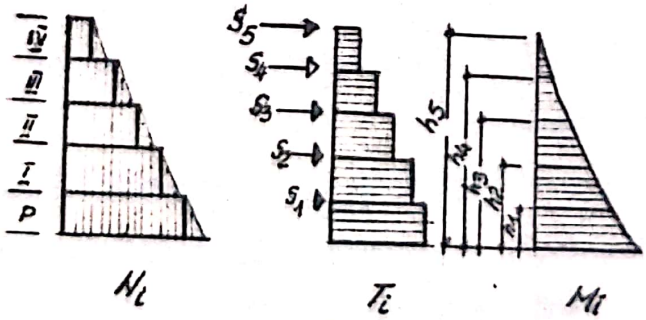


Fig. XI.3.

Diagrama încărcărilor

11.1.1. Verificarea secţiunilor diafragmei la eforturi unitare normale

După determinarea eforturilor din elementele diafragmelor se poate trece la verificarea secţiunii acestora .

Rezistenţa diafragmelor la eforturile unitare normale se verifică în secţiunile în care eforturile sînt maxime (secţiunea de la parter).

In vederea determinării eforturilor unitare normale ,s-au calculat momentele încovoietoare M şi forţele axiale produse de încărcările laterale şi de cele verticale .Excentricitatea forţei axiale la fiecare nivel este dată de raportul între aceste două mărimi:

$$e_o = \frac{M}{N}$$

Urmează să se verifice apoi zona comprimată a secţiunii orizontale , conform normelor de proiectare a construcţiilor din beton sau beton armat.

In cazul în care $e_o > 0{,}95\ y$, zona întinsă se armează obligatoriu cu armătura verticală stabilită pe bază de calcul.

Armarea diafragmelor se face de obicei prin reţelele rectangulare duble de armături , care vor prelua:

- parte din eforturile din pereţi, aducînd o rezistenţă sporită la flambaj ,
- eforturile de contracţie,
- eforturile principale .

Atunci cînd în faţadă nu apar ziduri portante, pentru o mai bună rigidizare a marginilor diafragmelor înalte, se pot crea îngroşări (bulbi) care permit şi aşezarea fără dificultate a vergelelor verticale ce preiau întinderile din încovoiere (fig.XI.4). Armătura respectivă rezultă din calcul, dar se ia cel puţin 4 ϕ 12.

Scanned with OKEN Scanner

Golurile care apar în diafragme se încadrează cu armături , sau,uneori, chiar cu stîlpi şi grinzi.De asemenea , în zona golurilor reţeaua curentă rectangulară se întăreşte prin armături suplimentare.

Buiandrugii se armează prin bare longitudinale şi etrieri puternici , secţiunea lor rezultînd din calcul.

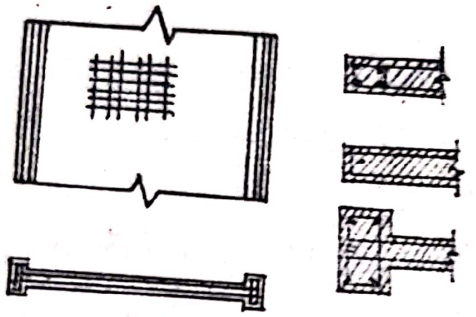


Fig. XI.4.
Diverse moduri de realizare a diafragmelor la capătul curent

In cazul în care $e_o < 0{,}95\ y$ (y,fiind distanţa de la centrul de greutate pînă la marginea comprimată a secţiunii) rezultă că o armare din calcul nu este necesară, betonul putînd prelua eforturile ce apar din încărcări .Aşa după cum s-a arătat, se prevăd totuşi şi în acele cazuri armături constructive dispuse astfel :

- vergele verticale pe marginea diafragmei ,legate cu etrieri (cel puţin 4 ϕ 12),
- armătură orizontală în dreptul planşeelor (cel puţin 2 ϕ lo- 14 mm) legate cu vergele verticale, pentru a prelua eforturile locale (mai ales cele din contracţie).

Considerînd ultimul caz ($e_o < 0{,}95\ y$) ca fiind cel mai frecvent , în situaţia unei structuri judicios concepute ,verificarea secţiunii considerate se face cu relaţia cunoscută de la metoda stărilor limită , valabilă pentru compresiune excentrică :

$$N = \sum nN^n \leq N_{cap} = \frac{1{,}1\ \varphi\ R_{pr} \cdot A}{1 + \frac{e_o}{b-y}} \qquad (11.1)$$

unde: 1,1 = coeficient prin care se ţine seama de vîrsta betonului.

R_{pr} = rezistenţa de calcul la compresiune a betonului ,

A = aria secţiunii orizontale considerată,

$e_o = \frac{M}{N}$, excentricitatea ,

b = lungimea diafragmei (spaletului)

y = distanţa de la centrul de greutate pînă la marginea comprimată a secţiunii considerată.

φ = coeficientul de flambaj , corespunzător deformării peretelui normal pe planul său , determinat în raport cu coeficientul de subţirime echivalent al peretelui ,(β_{ec})

- Pentru secţiuni dreptunghiulare :

$$\beta_{ec} = \frac{\ell_f}{d}\sqrt{\frac{1000}{\alpha}}$$

- Pentru secţiuni oarecare :

$$\beta_{ec} = \frac{\ell_f}{i}\sqrt{\frac{1000}{\alpha}}$$

unde: ℓ_f= înălţimea de flambaj a peretelui ,care se determină ţinînd seama de încastrarea lui pe contur, Se determină cu relaţia :

$$\ell_f = \frac{h_{et}}{1 + \frac{h_{et}}{b}}$$

d = grosimea diafragmei

i = raza de giraţie minimă a secţiunii

In expresia : $\sqrt{\frac{1000}{\alpha}}$, cifra 1000 reprezintă caracteristica de elasticitate medie la care se raportează materialul, iar α reprezintă caracteristica de elasticitate reală. Pentru α = 1000, rezultă $\beta_{ec} = \frac{\ell_f}{d}$; $\beta = \frac{\ell_f}{i}$.

Verificarea efectuată cu relaţia (11.1) constă deci în a compara solicitarea maximă posibilă (N) cu capacitatea minimă probabilă a elementului (N_{cap}) .Rezultă că rezistenţa diafragmei este suficientă pentru a prelua încărcarea verticală şi momentul înco-

voietor atunci cînd $N \leq N_{cap}$.

In situaţiile în care se obţine lucrul acesta , ţinînd seama de faptul că rezultatul este acoperitor , nu se mai face verificarea secţiunilor la etajele superioare. In caz contrar , se dimensionează secţiunea diafragmei în consecinţă, ţinîndu-se seama şi de armare.

Verificarea zonei întinse în stadiul de fisurare nu este necesară, încărcările seismice făcînd parte din categoria încărcărilor speciale.

La clădirile cu structura de rezistenţă realizată din elemente prefabricate , alcătuite din panouri mari,este necesar să se facă şi o verificare a rostului orizontal de la primul nivel, la acţiunea aceloraşi eforturi.

Verificarea se face în ipoteza că ele preiau momentele încovoietoare M, eforturile axiale N şi forţa tăietoare T.

Atunci cînd $e_o \leq 0{,}95\ y$, verificarea rostului orizontal la forţa axială N şi la momentul încovoietor M se face cu o relaţie de aceeaşi formă ca relaţia (11.1) ,afectată de un coeficient de reducere m = 0,9 , prin care se ţine seama de umplerea incompletă a rostului cu mortar , la montaj. Verificarea făcîndu-se pe reazeme , coeficientul de flambaj se ia $\varphi = 1$.

Capacitatea minimă probabilă a rostului rezultă deci :

$$N_{cap} = \frac{1{,}1 \cdot m \cdot R_{pr} \cdot A}{1 + \frac{e_o}{b - y}}$$

unde : R_{pr} = rezistenţa de calcul a mortarului .

Condiţia de verificare a rostului orizontal va fi :

$$N = \sum n\, N^n \leq N_{cap} \qquad (11.2)$$

Dacă această condiţie este îndeplinită , rezultă că rezistenţa rostului este suficientă pentru preluarea eforturilor respective.

Dacă $e_o > 0{,}85y$ trebuie verificată prin calcul rezistenţa ancorajelor , admiţîndu-se că în zona întinsă lucrează numai ancorajele , iar în zona comprimată a secţiunii, diagrama eforturilor unitare se consideră dreptunghiulară.

11.1.2. Verificarea secţiunilor diafragmei la eforturi unitare tangenţiale.

Verificarea se face în secţiunile de la parter unde forţa tăietoare este maximă.

a. Dacă este satisfăcută condiţia $e_o < 0{,}45\ y$ verificarea se face cu relaţia :

$$T = \sum_{1}^{n} S_K \leq T_{cap} = R_f \frac{db}{\mu} \qquad (11.3)$$

unde: $\sum S_K$ = forţa tăietoare de calcul produsă de încărcările seismice orizontale .

R_f = rezistenţa de calcul la forfecare a betonului; se ia valoarea minimă determinată cu una din relaţiile:

$$R_f = 1{,}5 \quad R_t$$

$$R_f = \sqrt{R_t(R_t + \sigma_o)}$$

R_t = rezistenţa de calcul a betonului la întindere axială,

$\sigma_o = \frac{N}{A}$, efortul unitar normal mediu de compresiune .

d = grosimea diafragmei,

b = lungimea şpaletului (înălţimea secţiunii)

μ = coeficient de neuniformitate a eforturilor unitare tangenţiale din secţiune $\mu = \frac{S_o b}{I}$

Se ia :

$\mu = 1{,}15$, pentru secţiuni I şi U

$\mu = 1{,}50$, pentru secţiuni dreptunghiulare .

Atunci cînd condiţia cerută de relaţia (11.3) este îndepli-

nită , rezultă că rezistenţa diafragmei este suficientă pentru a prelua forţa tăietoare ($T = \sum S_K$) şi în acest caz nu mai este necesar să se facă verificarea secţiunilor de la nivelele superioare.

b. Atunci cînd $e_o > 0,45\ y$ trebuie să se ţină seama de micşorarea ariei de calcul datorită zonei întinse .

In acest caz verificarea se face cu formula :

$$T = \sum_{K=1}^{n} S_K \leqslant T_{csp} = R_f \cdot A_c \qquad (11.4)$$

unde: R_f = rezistenţa de calcul la forfecare a betonului; se obţine cu relaţiile amintite în primul caz, luîndu-se însă $\sigma_o = \frac{N}{A_c}$

A_c = aria zonei comprimate a secţiunii .

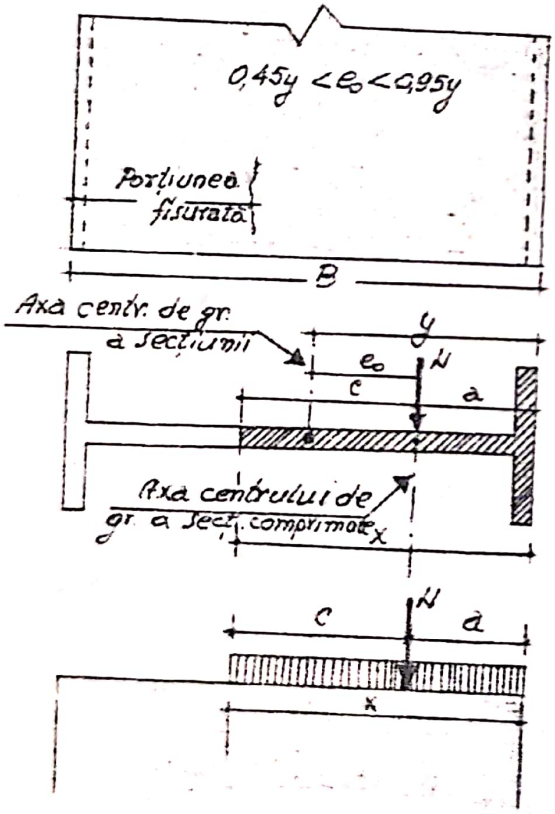


Fig. XI.5. Determinarea ariei zonei comprimate

Aria zonei comprimate se determină în ipoteza că eforturile sînt uniform repartizate pe secţiunea respectivă .Prin urmare diagrama de compresiune este dreptunghiulară iar punctul de aplicaţie al forţei axiale se confundă cu centrul de greutate al zonei comprimate.

Cunoscînd poziţia forţei axiale N putem găsi distanţa " a " pînă la marginea secţiunii comprimate (fig.XI.5)

$$a = y - e_o$$

Ţinînd seama de faptul că efortul este uniform distribuit pe zona comprimată luăm în

stînga lui N o distanţă "c" astfel încît momentul static al secţiunii din stînga lui N să fie egal cu cel al secţiunii din dreapta.

Obţinînd astfel lungimea "c", rezultă că :

$$x = e + c$$

Dacă s-a admis că diagrama de compresiune este dreptunghiulară, implicit se introduce ipoteza că s-au produs deformaţii plastice care atenuiază neuniformitatea distribuţiei eforturilor unitare tangenţiale . Datorită acestui fapt se poate admite că în limitele zonei comprimate, distribuţia eforturilor unitare tangenţiale este uniformă .Cu această condiţie s-a putut exprima relaţia (11.1.)

Dacă este îndeplinită şi în acest caz condiţia exprimată prin relaţia (11.4) nu mai este necesară verificarea de la etajele superioare.

La construcţiile executate din panouri mari, urmează să se facă şi verificarea rosturilor orizontale şi verticale la aceste eforturi.

11.1.3. Verificarea rostului orizontal la eforturi unitare tangenţiale .

Această verificare se face plecînd de la ipoteza că forţa tăietoare $T = \sum S_K$ este preluată în rost fie numai de piesele înglobate ,fie numai de mortar.

In primul caz , considerînd că forţa tăietoare din rostul orizontal se transmite numai la piesele înglobate, o fracţiune din forţa tăietoare totală va reveni fiecăreia dintre aceste piese. Considerînd "n" piese înglobate pe toată lungimea panoului, fiecărei piese îi va reveni o forţă tăietoare :

$$T^I = \frac{1}{n} \sum_{K=1}^{1} S_K$$

Dimensionarea pieselor înglobate se va face deci în consecinţă ,

La îmbinările metalice sudate , întregul efort de lunecare trebuie preluat numai prin intermediul cordoanelor de sudură .

In cel de al doilea caz , considerînd că forţa tăietoare $T = \sum S_K$ este preluată numai de mortarul din rost şi ţinînd seama de mărimea excentricităţii e_o , se utilizează după caz, una din formulele (11.3) sau (11.4) , în care R_f se calculează cu relaţia:

$$R_f = R_{ad} + 0{,}8\ f.\ \sigma_o$$

unde :

R_{ad} = 0,6 daN/cm^2, rezistenţa la adeziunea tangenţială de calcul, dintre mortarul de ciment şi beton .

f = 0,7 , coeficientul de frecare .

σ_o = efortul unitar de compresiune, determinat aşa cum s-a arătat anterior.

Rezistenţa rostului este asigurată atunci cînd forţa tăietoare de la nivelul respectiv , poate fi preluată numai de mortar. Condiţia este deci ca :

$$T = \sum S_K \leqslant T_{cap} \qquad (11.5)$$

11.1.4. <u>Verificarea rostului vertical</u>

Rostul vertical dintre panoul transversal şi pereţii longitudinali se verifică la efortul de lunecare T_v .Valoarea acestui efort se determină cu relaţia :

$$T_v = h_{et} \cdot \frac{S_o}{I} \cdot \sum_{K=1}^{n} S_K$$

Ţinînd seama că şi în aceste rosturi , eforturile au valorile maxime tot la primul nivel (parter), relaţia de mai sus se poate scrie astfel :

$$T_v = h_{et} \cdot \frac{S_o}{I} \cdot T_1$$

unde: h_{et} = înălţimea etajului (panoului)

S_o = momentul static al secţiunii orizontale, în raport cu axa care trece prin rost.

I = momentul de inerţie al secţiunii orizontale .

T_1 = forţa tăietoare la nivelul respectiv ,produsă de încărcările seismice orizontale (evaluată la nivelul mijlocului panoului).

Rezistenţa rostului vertical este asigurată numai prin aderiunea dintre mortarul din rost şi beton, atunci cînd este îndeplinită condiţia :

$$T_v < T_{cap} = R_f \frac{d.h_{et}}{\mu} \qquad (11.6)$$

în care: $R_f = R_{ad.} + 0,8.f.\sigma_o$. Ţinînd seama că $\sigma_o = 0$ rezultă $R_f = R_{ad}$

$\mu = 1,5$, coef,de neuniformitate .

Trebuie semnalat faptul că şi în cazul în care din calcul nu ar rezulta că este necesar să se prevadă legături verticale sau orizontale, ele se vor prevedea totuşi constructiv.

De asemenea , se recomandă ca la verificarea îmbinărilor să se procedeze la sporirea solicitărilor cu cca.25% , ţinîndu-se seama de posibilitatea unor concentrări de eforturi datorită unor eventuale defecte de execuţie .

11.2. Diafragme cu goluri mijlocii

În această categorie sînt cuprinse diafragmele pentru care rezultă :

$$1 < \alpha < 10$$

Calculul diafragmelor cu goluri mijlocii se poate face după mai multe metode , dintre care enumerăm :

- metoda Kalmanok ,Milkunov ş.a, conform căreia se consideră diafragmele ca nişte cadre cu rigle groase , calculul lor făcîndu-se prin metoda eforturilor sau a deformaţiilor.

Scanned with OKEN Scanner

- metoda Beck , înlocuieşte legăturile orizontale locale cu un sistem continuu de lamele cu rigiditate echivalentă (metoda "modulului de elasticitate transversal echivalent"),

- metoda Albigés -Goulet, etc..

Ultima metodă menţionată (Albigés -Goulet) are o largă utilizare, avînd avantajul de a fi mai expeditivă , întrucît foloseşte o serie de abace , fiind considerată în acelaşi timp ,ca suficient de exactă.Această metodă , adaptată pentru încărcări triunghiulare şi parabolice ,care aproximează suficient de bine încărcările seismice , se bazează pe următoarele ipoteze:

- eforturile transmise de buiandrugi (care alcătuiesc legăturile orizontale ale elementelor diafragmei) se distribuie integral fibrei medii a fiecărui element al diafragmei.

- deplasările orizontale ale elementelor diafragmei sînt egale pe toată înălţimea ei .

Considerînd o diafragmă cu un şir de goluri ,forţele seismice orizontale produc în fiecare secţiune , în ansamblul ei , un moment încovoietor M şi o forţă tăietoare T (fig.XI.6 a şi b).

In cele două lamele verticale ale diafragmei , momentul încovoietor M şi forţa tăietoare T vor produce :

- efortul de lunecare "t" , distribuit în lungul marginii golului, efort care pe înălţimea unui etaj revine unui buiandrug cu forţa tăietoare L = t.h.

- momentele încovoietoare M_1 şi M_2

Notînd cu M_1 şi T_1 (respectiv M_2 şi T_2) momentul încovoietor şi forţa tăietoare ce acţionează în secţiunea "X" a lamelei 1 (respectiv lamela 2) se poate scrie :

$$E I_1 \cdot y'' = M_1 \qquad (1)$$

$$E \cdot I_2 \cdot y'' = M_2 \qquad (2)$$

de unde rezultă:

$$E\, I_1 y''' = \frac{d\, M_1}{dx} \qquad (3)$$

$$E\, I_2 \cdot y''' = \frac{dM_2}{dx} \qquad (4)$$

Intrucît creşterea momentului încovoietor este echilibrată de forţa tăietoare T_1 (respectiv T_2) şi de momentul încovoietor m_1 (respectiv m_2) transmis de buiandrug (care se consideră dis-

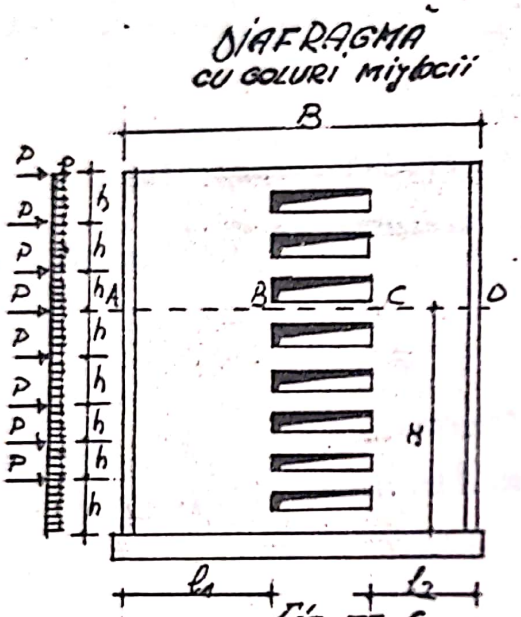


Fig. XI.6.a

Notatii pentru calculul diafragmelor cu goluri mijlocii

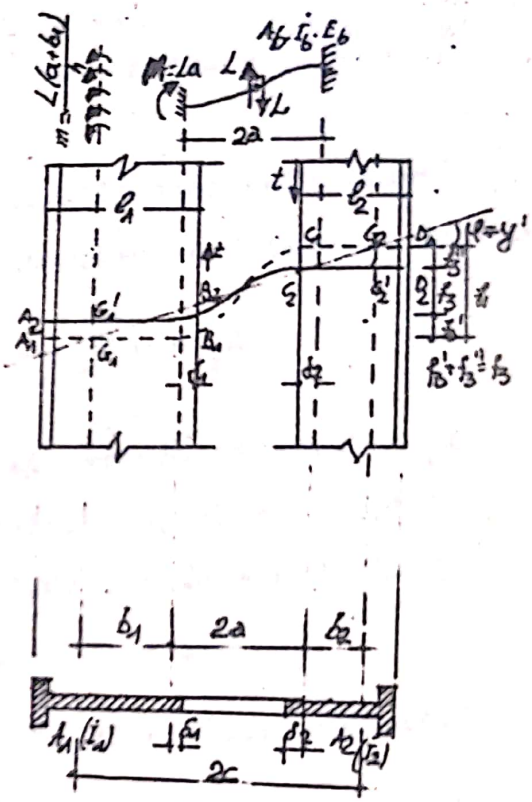


Fig. XI.6.b

tribuit uniform în lungul axei lamelei respective)ecuaţiile de mai sus (3) şi (4) devin:

$$E\, I_1 y''' = - T_1 + \frac{L(a + b_1)}{h} \qquad (5)$$

$$E\, I_2 y''' = - T_2 + \frac{L(a + b_2)}{h} \qquad (6)$$

unde:

$$m_1 = \frac{L(a + b_1)}{h} \qquad (Kg.m/m) \qquad (daN.m/m)$$

$$m_2 = \frac{L\,(a + b_2)}{h} \quad (Kg.m/m) \quad (daN.m/m)$$

Adunînd aceste relaţii şi ştiind că : $T = T_1 + T_2$

$$I = I_1 + I_2 + 2\,Sc$$

$$S = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

Vom obţine ecuaţia :

$$L'' - \omega^2 L = -\omega^2 \cdot \frac{S_h}{I} \cdot T \qquad (7)$$

în care s-a notat: $\omega^2 = \frac{3E_b \cdot I_b}{a^3 \cdot E} \cdot \frac{c}{I_1 + I_2} \cdot \frac{I}{S.h}$ (8)

Presupunînd ansamblul monolit şi acceptînd ipoteza lui Bernoulli , lunecarea preluată de primul buiandrug ar fi :

$$L_o = \frac{T_o \cdot S}{I} \cdot h \qquad (9)$$

unde: T_o = forţa tăietoare la baza diafragmei .

Admiţînd că forţa tăietoare variază liniar pe înălţimea H a diafragmei (H = n.h) , obţinem :

$$T = T_o\left(1 - \frac{x}{H}\right) \qquad (10)$$

Inlocuind ec.(10) în (7) rezultă :

$$L'' - \omega^2 L = -\omega^2 \cdot \frac{S.h}{I} \cdot T_o\left(1 - \frac{x}{H}\right)$$

şi ţinînd seama de (9) vom avea :

$$L'' - \omega^2 L = -\omega^2 L_o\left(1 - \frac{x}{H}\right) \qquad (11)$$

Integrînd şi punînd condiţiile la limită pentru determinarea constantelor de integrare, ecuaţia (11) devine după înlocuirea notaţiilor $\omega H = \alpha$ şi $\xi = \frac{x}{H}$:

$$L = L_o \varphi(\alpha, \xi) \qquad (12)$$

sau:

$$L = \frac{S \cdot h}{I} \cdot T_o \cdot \Phi(\alpha, \xi) \qquad (13)$$

Pentru determinarea momentelor încovoietoare în fiecare element al diafragmei , se observă din relaţia (1) şi (2) că ele sînt proporţionale cu momentele de inerţie ale acestor elemente(lamele), astfel:

$$y'' = \frac{M_1}{EI_1} = \frac{M_2}{EI_2} \qquad (14)$$

Notînd cu M momentul încovoietor pe ansamblul diafragmei într-o secţiune "x" , putem scrie :

$$M = M_1 + M_2 + 2c \int_x^H \frac{L}{h} \cdot dx \qquad (15)$$

De unde rezultă :

$$M_1 + M_2 = M - \frac{2c}{h} \int_x^H L dx$$

Impărţind cu $I_1 + I_2$, obţinem :

$$\frac{M_1}{I_1} = \frac{M_2}{I_2} = \frac{M_1 + M_2}{I_1 + I_2} = \frac{M - \frac{2c}{h} \int_x^H L \cdot dx}{I_1 + I_2}$$

De unde rezultă :

$$M_{1,2} = \frac{I_{1,2}}{I_1 + I_2} \left[M - \frac{2c}{h} \int_x^H L \cdot dx \right] \qquad (16)$$

Făcînd înlocuirile necesare , obţinem pentru integrala din paranteză :

$$\int_x^H L dx = L_o \cdot H \psi(\alpha, \xi)$$

întrucît $L_o = \frac{T_o S}{I} h$ | $M = T_o H \left(\frac{1 - \xi}{2} \right)^2$

Relaţia (16) se poate scrie :

$$M_{1,2} = \frac{I_{1,2}}{I_1+I_2}\left[T_o H \frac{(1-\xi)^2}{2} - \frac{2c}{h}\cdot\frac{T_o S}{I} h \cdot H \psi(\alpha,\xi)\right] \quad (17)$$

Rezultă astfel momentele încovoietoare în fiecare lamelă a diafragmei:

$$M_{1(2)} = \frac{I_{1(2)}}{I_1+ I_2} \cdot T_o \cdot H \left[\frac{(1-\xi)^2}{2} - \frac{2cS}{I} \cdot \psi(\alpha,\xi)\right] \quad (18)$$

Calculul se face prin întabulare, valorile funcţiilor $\phi(\alpha,\xi)$ şi $\psi(\alpha,\xi)$ putîndu-se determina cu ajutorul graficelor din anexă.

Determinarea stării de eforturi σ şi τ se face apoi pentru fiecare lamelă în parte, ca şi în cazul diafragmelor pline .

Verificarea buiandrugilor se face la forţa tăietoare maximă, păstrîndu-se secţiunea rezultată din calcul ,la toate nivelele.

La diafragmele cu mai multe şiruri de goluri , păstrînd notaţiile din fig.IX.3, relaţiile de calcul pentru prima serie de buiandrugi sînt:

$$L_1 = L_{o1} \cdot \phi(\alpha,\xi) \quad (19)$$

unde :

$$L_{o1} = T_o \cdot h \frac{I_{b_1} \cdot c_1}{2a_1^3\left(\frac{I_{b_1}\cdot c_1^2}{a_1^3} + \frac{I_{b_2}\cdot c_2^2}{a_2^3} + \ldots\right)} \quad (20)$$

Analog se va calcula L_2, L_3.... etc... respectiv L_{o2} , L_{o3}..... etc.

Pentru momentele încovoietoare în lamelele diafragmei se utilizează relaţia :

$$M_i = \frac{I_i}{I_1 + I_2 + \ldots} \cdot T_o \cdot H \cdot \Theta \quad (21)$$

unde θ rezultă din diagrame specifice diferitelor alcătuiri ale construcţiei

Observaţie .

Determinarea lui, ω , cu ajutorul căruia se calculează parametrul $\alpha = \omega H$, se face cu relaţiile indicate în cap.IX(9.2) şi (9.3) . Astfel :

- Pentru diafragme cu un sigur şir de goluri :

$$\omega = \sqrt{\frac{3E_b \cdot I_b}{a^3 \cdot E} \cdot \frac{c}{I_1+I_2} \cdot \frac{I}{Sh}}$$

- Pentru diafragme cu mai multe şiruri de goluri :

$$\omega = \sqrt{\frac{6E_b}{E(I_1+I_2+\ldots+I_n)h} \cdot \left(\frac{I_{b_1} \cdot c_1^2}{a_1^3} + \frac{I_{b_2} c_2^2}{a_2^3} + \ldots \frac{I_{b_n} \cdot c_n^2}{a_n^3} \right)}$$

notaţiile utilizate avînd semnificaţia arătată în Cap.IX.

Diafragmele cu goluri mijlocii comportă calcule numerice care trebuie făcute cu precizie. Metodele de calcul ar trebui să fie încă perfecţionate pentru ca rezultatele să se apropie într-o mai mare măsură de comportarea reală a diafragmelor în structură.

11.3. Diafragme cu goluri mici.

În această categorie sînt cuprinse diafragmele pentru care se obţine : $\alpha \geqslant 10$.

Spre deosebire de diafragmele cu goluri mari , la aceste diafragme se poate conta pe rigiditatea buiandrugilor , întrucît ei sînt capabili să asigure o conlucrare între lamelele diafragmei.

Verificarea întregii secţiuni (secţiunea cea mai solicitată) se face la eforturi unitare normale şi tangenţiale ,cu aceleaşi relaţii cu care s-a făcut verificările pentru lamelele diafragmelor pline .

Intervin solicitări date de :

a.Forţa axială din greutatea proprie a diafragmei,planşeelor, acoperişului - terasă, etc.

b. Forţa tăietoare dată de sarcina seismică orizontală.

Pentru ambele solicitări se fac diagramele respective de eforturi ca şi la diafragmele cu goluri mari (similare cu cele arătate în fig.11.3).

c. Forţe de lunecare ce apar la nivelul buiandrugilor,ca urmare a forţelor seismice orizontale.

Faţă de diafragmele pline, sau faţă de cele cu goluri mari, la diafragmele cu goluri mici se calculează în plus eforturile din legăturile orizontale (buiandrugi) care sînt solicitate la încovoiere.

Efortul tangenţial într-un punct al secţiunii se determină cu formula lui Jurawschi (fig.XI.7).

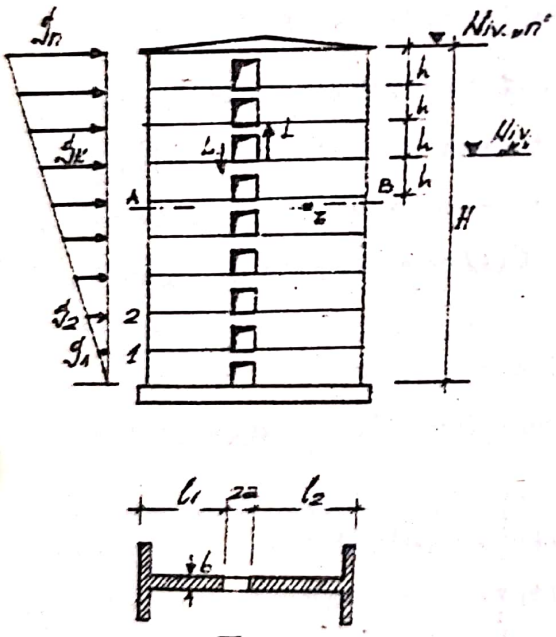


Fig. XI.7.
Diafragme cu goluri mici.

$$\tau = \frac{T \cdot S}{b \cdot I} \qquad (22)$$

unde:

T = forţa tăietoare în diafragmă la nivelul buiandrugului respectiv.

S = momentul static al secţiunii care tinde să alunece (în raport cu axa care trece prin centrul de greutate al secţiunii)

b = grosimea diafragmei.

I = momentul de inerţie al secţiunii diafragmei cu gol, faţă de axa care trece prin centrul ei de greutate.

Lunecarea pe etaj va fi dată de :

$$L = \tau . b . h \qquad (23)$$

Dacă buiandrugul preia forţa de lunecare singur, se poate scrie :

$$L = \tau_b . b . c . \qquad (24)$$

în care: c = înălţimea secţiunii buiandrugului (înălţimea între cele două goluri suprapuse) .

De unde, rezultă şi efortul tangenţial în buiandrug.

$$\tau_b = \frac{L}{bc} = \frac{\tau\, b\, h}{bc} = \tau . \frac{h}{c} \qquad (25)$$

Calculul pentru stabilirea valorii lunecării pe etaj se poate conduce şi tabelar.

In secţiunea de încastrare a buiandrugilor , rezultă solicitările : (fig.XI.2).

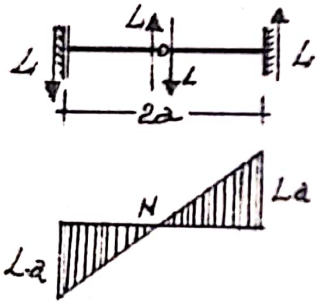


Fig. XI.8

Solicitări în buiandrugi la diafragme cu goluri mici

- Momentul încovoietor :

$$M = L . a$$

- Forţa tăietoare :

$$T = L$$

Verificarea se face la buiandrugul de la primul nivel, unde lunecarea are valoarea maximă.

Făcîndu-se verificarea la momentul încovoietor , este foarte probabil să rezulte din calcul ca fiind necesară armarea buiandrugului .

Secţiunea rezultată din calcul pentru primul buiandrug se va păstra pentru toate nivelele.

Verificarea buiandrugului la forfecare se face cu relaţia :

$$T < T_{cap} = R_f . A_b$$

unde : $R_f = 0{,}75 \sqrt{R_{pr} . R_t}$; A_b = aria secţiunii transversale a

buiandrugului.

Pentru diafragmele cu mai multe şiruri de goluri ,solicitările în secţiunea de încastrare se determină cu relaţiile menţionate la diafragmele cu goluri mijlocii.

C A P I T O L U L XII

DETERMINAREA EFORTURILOR PROVOCATE DE SARCINILE ORIZONTALE SI VERTICALE IN DIAFRAGMELE CU GOLURI ,PE BAZA METODEI ALBIGES - GOULET. METODOLOGIA DE CALCUL.

Structura de rezistenţă a unei clădiri cu pereţi portanţi realizată din beton sau beton armat , este în general, alcătuită din două categorii distincte de diafragme :

- diafragme pline ,
- diafragme cu goluri .

Luate separat , aceste două categorii , prezintă sub acţiunea sarcinilor orizontale , deformaţii de tip deosebit.

Făcînd abstracţie de efectul eventual al torsiunii generale şi considerînd ipoteza planşeelor care lucrează ca şaibe orizontale rigide, deplasările tuturor diafragmelor , la fiecare nivel, devin identice .Determinarea deformaţiei ansamblului structurii pe baza condiţiilor de egalitate a deplasărilor tuturor diafragmelor la fiecare nivel , ar duce însă la calcule foarte laborioase, nejustificate de precizia pe care o reclamă calculul construcţiilor curente. Din acest motiv se admit următoarele ipoteze simplificatoare :

- variaţia sarcinilor seismice pe înălţimea clădirii este liniară, pentru fiecare diafragmă în parte ,
- indiferent dacă au sau nu goluri, deformaţiile fiecărei diafragme sînt libere sub aceste sarcini ,
- deplasările tuturor diafragmelor se consideră egale între

ele la înălţimea (o,75 - o,8o)H.

Admiţînd aceste ipoteze , distribuţia sarcinii orizontale totale se face proporţional cu momentul de inerţie al diafragmelor pline şi cu momentul de inerţie " echivalent" al diafragmelor cu goluri.

Momentul de inerţie "echivalent " reprezintă momentul de inerţie al unei diafragme pline fictive, care la înălţimea (o,75 - o,8o)H are aceeaşi deplasare ca diafragma reală cu goluri, sub acţiunea aceleeaşi sarcini.

In calculul deplasărilor " u_i ", intervine momentul de inerţie total al structurii (I) ,care se obţine prin însumarea momentelor de inerţie reale ale diafragmelor pline şi momentelor de inerţie echivalente ale diafragmelor cu goluri.

Ţinîndu-se seama de principiile expuse , în tehnica de calcul , se prevede succesiunea următoarelor etape:

- stabilirea caracteristicilor elasto-geometrice ale diafragmelor ,
- calculul eforturilor pentru o sarcină unitară distribuită liniar pe înălţime ,
- calculul încărcărilor gravitaţionale pentru întreaga construcţie,
- stabilirea elementelor necesare pentru evaluarea sarcinii seismice(deplasări relative, frecvenţa circulară proprie ,perioadă de vibraţie , coeficientul de echivalenţă " ε " , etc ..)
- calculul sarcinii seismice totale ,
- repartizarea sarcinii seismice pe diafragme ,
- determinarea eforturilor în diafragme sub acţiunea încărcării seismice orizontale,
- repartizarea încărcărilor gravitaţionale pe şpaleţii diafragmelor şi determinarea eforturilor axiale la fiecare nivel,
- verificarea secţiunii diafragmelor la acţiunea combinată

a sarcinilor gravitaţionale şi a celor seismice orizontale.

12.1. Stabilirea caracteristicilor elasto-geometrice ale diafragmelor.

In vederea calculării eforturilor pentru o sarcină unitară distribuită liniar pe înălţime, trebuie stabilite caracteristicile elasto-geometrice ale diafragmelor.

In acest scop se determină în prealabil : ariile secţiunilor orizontale ale şpaleţilor, poziţia centrului de greutate al fiecărui şpalet , momentele de inerţie, distanţele între centrele de greutate ale şpaleţilor, caracteristicile buiandrugilor, coeficienţii de monolitism " α " , valorile funcţiilor $\varphi_1'(\alpha, \xi)$ şi $\psi_1'(\alpha, \xi)$, calcularea momentului de inerţie echivalent (I_e) al diafragmelor cu goluri , etc..

Determinarea coeficientului de monolitism "α"

După numărul de şiruri de goluri aflate în cîmpul diafragmei , coeficientul de monolitism se determină astfel :

a. La diafragme cu un singur şir de goluri

Determinarea coeficientului " α " se face cu relaţia : (fig.XII.1)

$$\alpha = H \sqrt{\frac{3I_b}{2a^3 h}\left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} + \frac{4c^2}{I_1 + I_2}\right)}$$

în care:

H = înălţimea totală a diafragmei , în m,

I_b = momentul de inerţie al buiandrugului faţă de axa centrală a secţiunii lui transversale ,

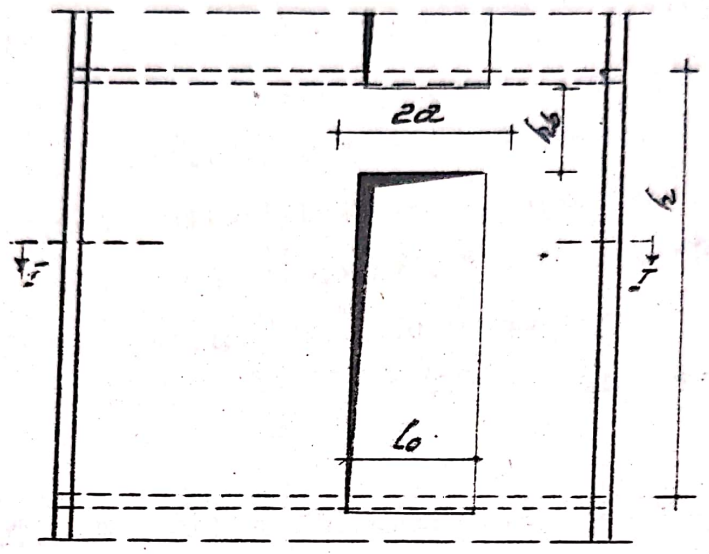
2a = lungimea buiandrugului (inclusiv încastrarea) ,

h = înălţimea diafragmei pe un nivel ,

A_1, A_2 = ariile secţiunii celor doi şpaleţi ,

2 c = distanţa dintre centrele de greutate ale celor doi spaleţi .

I_1, I_2 = momentele de inerţie ale celor doi spaleţi ,faţă de axele care trec prin centrele de greutate



Secţiunea I-I

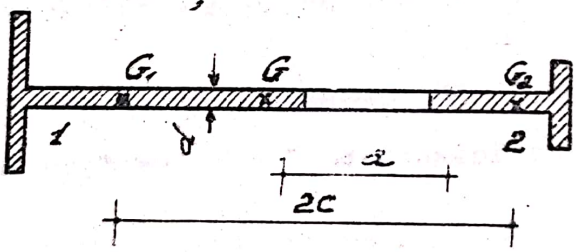


Fig. XII.1

Diafragmă cu un singur şir de goluri

b. <u>La diafragme cu mai multe siruri de goluri</u>

Coeficientul de monolitism "α" se determină cu relaţia : (fig.XII.2)

$$\alpha = H \sqrt{\frac{6}{h(I_1 + I_2 + \ldots + I_n)} \sum_{K=1}^{n-1} \frac{I_{b_K} \cdot c_K^2}{a_K^3}}$$

Notaţiile respective au aceeaşi semnificaţie ca cele de mai sus .

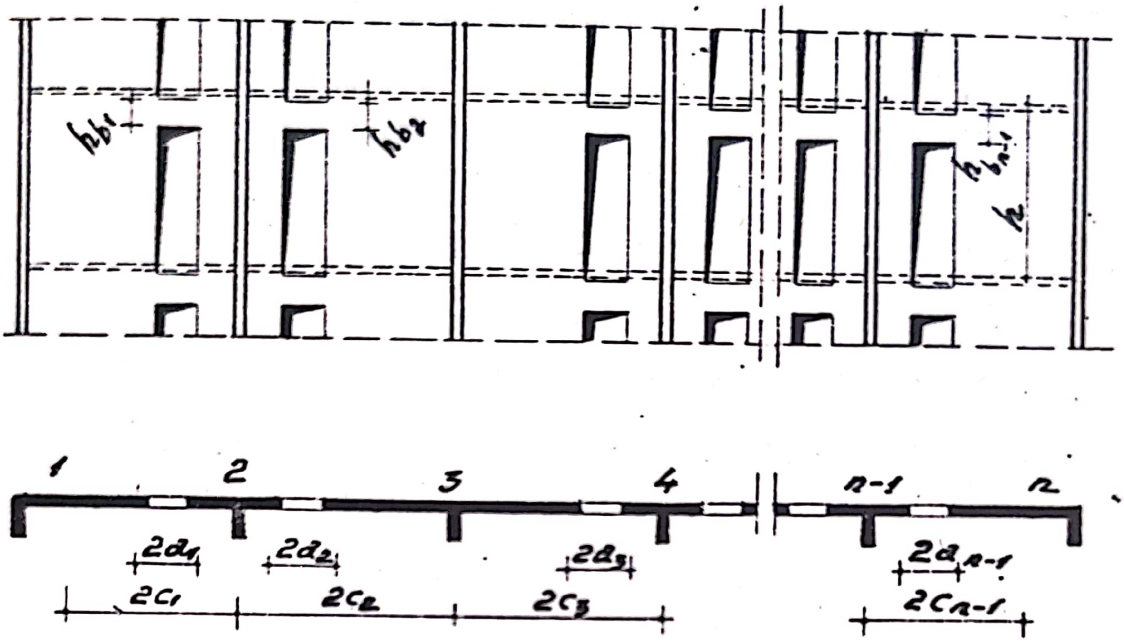


Fig. XII 2
Diafragmă cu mai multe şiruri de goluri

Calculul momentelor de inerţie echivalente la difragmele cu goluri .

In vederea determinării momentului de inerţie echivalent, se egalează deplasarea laterală la înălţimea (o,75 - o,8o)H ,care se produce sub acţiunea unei sarcini unitare orizontale distribuită liniar , atît la diafragma respectivă cu goluri , cît şi la o diafragmă plină fictivă.

Prin aplicarea metodei grinzii conjugate (cunoscînd diagrama momentelor încovoietoare la cele două diafragme) se ajunge la următoarele relaţii de calcul ,pentru determinarea momentului de inerţie echivalent, I_e:

a. Diafragmă cu un singur şir de goluri

Momentul de inerţie echivalent se determină în acest caz cu relaţia :

$$I_e = (I_1 + I_2)\,\frac{1}{1 - \frac{\beta_K}{c_K}}$$

unde: I_1, I_2 = momentele de inerţie ale şpaleţilor .

$$\beta_K = \frac{3K - 1}{6}\cdot\psi_o' + \sum_{i=1}^{K-1}(i-1)\,\psi_i' + \frac{\bar{\psi}'_K}{6}$$

$$c_K = \frac{n^2}{6o}\left[11 - 15(1 - \xi_K) + 5(1 - \xi_K)^4 - (1 - \xi_K)^5\right]$$

în care:

K = nivelul la care s-a pus condiţia de egalitate a săgeţilor

$$\bar{\psi}' = \frac{2\,c\,S}{I}\cdot\psi'$$

n = numărul total de nivele

$$\xi_K = \frac{x_K}{H}$$

b. Diafragmă cu mai multe şiruri de goluri

La diafragmele cu mai multe şiruri de goluri , momentul de inerţie echivalent se determină cu relaţia :

$$I_e = \sum I\,\frac{1}{1 - \frac{\beta_K}{c_K}}$$

în care :

$\sum I$ = suma momentelor de inerţie ale tuturor şpaleţilor diafragmei respective .

$$\beta_K = \frac{3K - 1}{6}\cdot\psi_o' + \sum_{i=1}^{K-1}(i-1)\cdot\psi_i' + \frac{\psi'_K}{6}$$

Scanned with OKEN Scanner

$$c_K = \frac{n^2}{60}\left[11 - 15(1 - \zeta_K) + 5(1 - \zeta_K)^4 - .(1 - \zeta_K)^5\right]$$

12.2. Calculul eforturilor,la diafragmele cu goluri,care apar sub acţiunea unei sarcini orizontale unitare distribuită liniar pe înălţime .

Determinarea eforturilor în diafragmele cu goluri constituie o problemă complexă pentru rezolvarea căreia există mai multe metode şi procedee de calcul , aşa cum s-a arătat în capitolele anterioare. Aceste metode introduc o serie de simplificări şi se bazează pe anumite ipoteze , care reuşesc însă să încadreze numai unele domenii ale problemei. Intrucît fiecare din aceste metode de calcul pot fi supuse unor rezerve şi limitări ,alegerea lor reclamă din partea proiectantului o înţelegere calitativă a fenomenului şi un deosebit discernămînt inginerese în interpretarea rezultatelor.

Una din metodele utilizate pentru calculul eforturilor provocate de sarcinile orizontale în pereţii cu goluri ,este metod- Albigés -Goulet .

Cu ajutorul metodei Albigés- Goulet se poate obţine o imagine de ansamblu asupra diafragmelor cu goluri, fie că este vorba de un singur şir de goluri pe verticală, fie că este vorba de mai multe şiruri de goluri.

Metoda respectivă este totuşi supusă limitărilor ce decurg din ipotezele de bază, care pot fi rezumate astfel :

- clădirea este suficient de înaltă , avînd cel puţin 7 nivele .
- fiecare nivel are aceeaşi înălţime " h "
- buiandrugii aflaţi pe acelaşi şir vertical de goluri, au caracteristicile geometrice şi mecanice identice ,
- buiandrugii au o rigiditate mică faţă de spaleţii în care

se încastrează ; solicitările locale transmise de buiandrugi se pot considera deci uniform distribuite în lungul fibrei medii a fiecărui şpalet,

- şpaleţii dintre goluri au aceleaşi caracteristici geometrice şi mecanice pe toată înălţimea diafragmei ,

- la nivelul fiecărui etaj , şpaleţii au deplasări orizontale egale neglijîndu-se deformaţiile provocate de eforturile normale în buiandrugi,

- peretele este considerat încastrat la bază, iar după deformarea lui , secţiunile de la baza tuturor şpaleţilor se consideră că rămîn în acelaşi plan; calculul în ipoteza rotirii acestor secţiuni se poate face pe baza extinderii metodei Albigés-Goulet.

Clasificarea diafragmelor cu goluri se face după domeniile de rigiditate arătate, caracterizate de coeficientul de monolitism " α " , astfel :

- Dacă $\alpha \leq 1$, diafragma este considerată cu goluri mari. Rigiditatea buiandrugilor fiind mică, se neglijează în acest caz momentele de încastrare ale buiandrugilor, şpaleţii fiind consideraţi uniţi prin legături articulate . Repartizarea sarcinilor orizontale pe şpaleţi se face în acest caz proporţional cu momentele de inerţie ale acestora .

- Dacă $\alpha \geq 10$, diafragma este considerată cu goluri mici.

Calculul eforturilor σ şi τ se poate face ca pentru un perete plin , iar forţa tăietoare care apare într-un buiandrug, se determină cu relaţia :

$$T_b = \frac{TS}{I} \cdot h$$

în care:

T_b = forţa tăietoare în buiandrug ,

T = forţa tăietoare din perete, la nivelul respectiv,

S = momentul static al secţiunii care " lunecă" ,exprimat în raport cu axul care trece prin centrul de greutate al secţiunii întregii diafragme.

I = momentul de inerţie al secţiunii diafragmei ,

h = înălţimea nivelului.

- Dacă $1 < \alpha < 10$, diafragma se consideră ca avînd goluri mijlocii .Calculul se face distinct pentru diafragmele cu un singur şir de goluri şi pentru cele cu mai multe şiruri de goluri.

Ţinîndu-se seama de numărul şirurilor de goluri şi de felul cum sînt distribuite sarcinile orizontale pe înălţime, se dau relaţii de calcul pentru cazurile :

- sarcini orizontale uniform distribuite ,
- sarcini orizontale distribuite liniar .

Diafragme cu un sigur şir de goluri.

a. Cazul sarcinii uniform distribuite

Etapele de calcul sînt următoarele :

- Se determină coeficienţii " ζ_i " pe baza cărora se pot utiliza abacele de calcul (fig.XII.3)

Determinarea lui " ζ_i " se face cu relaţia :

$$\zeta_i = \frac{x_i}{H}$$

unde: x_i = înălţimea nivelului "i" faţă de punctul de încastrare,

H = înălţimea totală a diafragmei

- Forţa tăietoare de la baza diafragmei va fi :

$$T_o = p_1 H$$

unde :

p_1 = valoarea sarcinii distribuite uniform .

- Rezultanta eforturilor de lunecare , transmisă de primul buiandrug (buiandrugul de jos) în ipoteza peretelui perfect rigid (Juravscki) este :

$$F_o = T_o \frac{S\,h}{I}$$

unde: T_o = forţa tăietoare de la baza diafragmei ,

S = momentul static în raport cu axa care trece prin centrul de greutate al întregii secţiuni,

h = înălţimea nivelului,

I = momentul de inerţie în raport cu axa care trece prin centrul de greutate al întregii secţiuni.

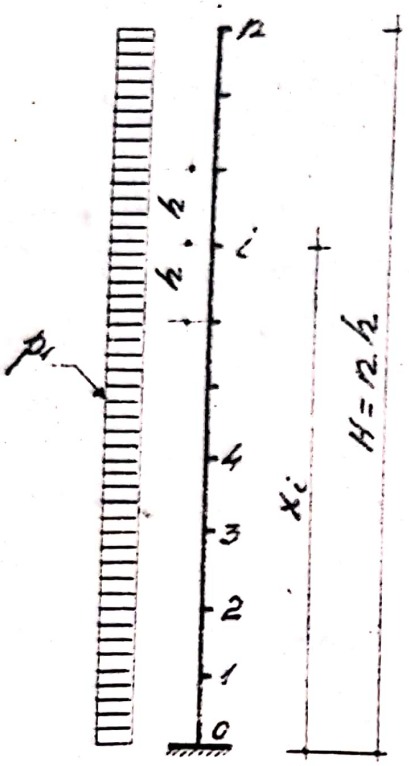


Fig. XII.3
Sarcini uniform distribuite.

- <u>Funcţie de coeficienţii</u> "α" şi "ξ_i", folosind abace , se determină valorile funcţiei φ_i.

- <u>Forţele tăietoare</u> din buiandrugi, sînt date de :

$$T_{b_i} = F_o \cdot \varphi_i(\alpha, \xi_i)$$

- <u>Momentele încovoietoare</u> din şpaleţi se determină cu relaţiile :

Pentru şpaletul 1

$$M_{i_1} = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \cdot T_o \cdot H \left[\frac{(1 - \xi_i)^2}{2} - \frac{2\,c\,S}{I} \cdot \psi_i \right]$$

Pentru şpaletul 2.

$$M_{2_i} = \frac{I_2}{I_1 + I_2} \cdot T_o H \cdot \left[\frac{(1 - \xi_i)^2}{2} - \frac{2\,cS}{I} \cdot \psi_i \right]$$

Scanned with OKEN Scanner

în care:

$$\psi_i = \frac{1}{n} \sum_{i+1}^{n} \phi_i \quad .$$

b. Cazul sarcinii distribuite triunghiular.

Pentru determinarea funcţiei ϕ_i' se foloseşte cea de a doua abacă din anexă .

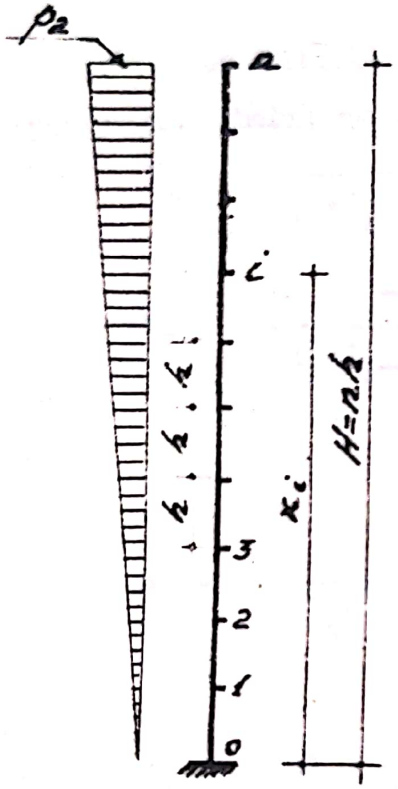


Fig. XII 4
Sarcini distrib. triunghiular

Analog cazului sarcinii uniform distribuite şi pentru cazul sarcinii distribuite triunghiular (fig.XII.4), se determină:

- Forţa tăietoare de la bază :

$$T_o = p_2 \cdot \frac{H}{2}$$

unde: p_2 = valoarea maximă a sarcinii distribuită triunghiular.

- Rezultanta eforturilor de lunecare , transmisă de primul buiandrug.

$$F_o = T_o \cdot \frac{S\ h}{I}$$

- Forţa tăietoare din buiandrugi

$$T_{b_i} = F_o \cdot \phi_i' (\alpha, \zeta_i)$$

- Momentele încovoietoare din spaleţi .

$$M_{1_i} = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \cdot T_o H \left(\frac{2 - 3\zeta_i + \zeta_i^3}{3} - \frac{2\ cS}{I} \cdot \psi_i' \right)$$

$$M_{2_i} = \frac{I_2}{I_1 + I_2} \cdot T_o H \left(\frac{2 - 3\zeta_i + \zeta_i^3}{3} - \frac{2\ c\ S}{I} \cdot \psi_i' \right)$$

Scanned with OKEN Scanner

unde:

$$\psi_i' = \frac{1}{n} \sum_{i+1}^{n} \phi_i'$$

Diafragmă cu mai multe şiruri de goluri .

a.Cazul sarcinii uniform distribuite

După determinarea coef. " ζ_i " se calculează :

- Forţa tăietoare de la baza diafragmei :

$$T_o = p_1 \cdot H$$

- Eforturile de lunecare transmise de primii buiandrugi (n fiind numărul şpaleţilor).

$$F_{o_1} = T_o \cdot h \; \frac{I_{b_1} \cdot c_1}{2 a_1^3 \sum_{K=1}^{n-1} \frac{I_{b_K} \cdot c_K^2}{a_K^3}}$$

$$F_{o_2} = T_o \cdot h \; \frac{I_{b_2} \cdot c_2}{2 a_2^3 \sum_{K=1}^{n-1} \frac{I_{b_K} \cdot c_K^2}{a_K^3}}$$

$$\vdots$$

$$F_{o_{n-1}} = T_o h \cdot \frac{I_{b_{n-1}} \; c_{n-1}}{2 a_{n-1}^3 \sum_{K=1}^{n-1} \frac{I_{b_K} \cdot c_K^2}{a_K^3}}$$

- Forţele tăietoare în buiandrugi

$$T_{b_1} = F_{o_1} \cdot \phi_i(\alpha, \zeta_i)$$

$$T_{b_2} = F_{o_2} \cdot \varphi_i (\alpha , \xi_i)$$

$$\vdots$$

$$T_{b_{n-1}} = F_{o_{n-1}} \varphi_i (\alpha , \xi_i)$$

Momentele în spaleți

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2 + \ldots + I_n} \cdot T_o H \cdot \theta_i (\alpha , \xi_i)$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2 + \ldots + I_n} \cdot T_o H \cdot \theta_i (\alpha , \xi_i)$$

$$\vdots$$

$$M_n = \frac{I_n}{I_1 + I_2 + \ldots + I_n} \cdot T_o H \cdot \theta_i (\alpha , \xi_i)$$

în care:

$$\theta_i = \frac{(1 - \xi_i)^2}{2} - \psi_i$$

$$\psi_i = \frac{1}{n} \sum_{i+1}^{n} \varphi_i$$

Valorile funcției φ_i se iau din prima abacă ,funcție de α și ξ_i.

b. Cazul sarcinii distribuită triunghiular

După determinarea coeficienților "ξ_i" se calculează:

- Forța tăietoare de la baza diafragmei .

$$T_o = p_2 \cdot \frac{H}{2}$$

- Eforturile de lunecare transmise de primii buiandrugi

(n ,fiind numărul spaleţilor) vor fi :

$$F_{o_1} = T_o h \frac{I_{b_1} \cdot c_1}{2a_1^3 \sum_{K=1}^{n-1} \frac{I_{b_K} \cdot c_K^2}{a_K^3}}$$

$$F_{o_2} = T_o h \frac{I_{b_2} \cdot c_2}{2a_2^3 \sum_{K=1}^{n-1} \frac{I_{b_K} c_K^2}{a_K^3}}$$

$$\vdots$$

$$F_{o_{n-1}} = T_o h \frac{I_{b_{n-1}} \cdot c_{n-1}}{2a_{n-1}^3 \sum_{K=1}^{n-1} \frac{I_{b_K} \cdot c_K^2}{a_K^3}}$$

- <u>Fortele tăietoare</u> în buiandrugi vor fi date de relaţiile:

$$T_{b_1} = F_{o_1} \cdot \phi_i'(\alpha, \xi_i)$$

$$T_{b_2} = F_{o_2} \cdot \phi_i'(\alpha, \xi_i)$$

$$\vdots$$

$$T_{b_{n-1}} = F_{o_{n-1}} \phi_i'(\alpha, \xi_i)$$

- <u>Momentele încovoietoare</u> în spaleţi se calculează cu relaţiile :

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2 + \ldots + I_n} T_o \cdot H \cdot \theta_i'(\alpha, \xi_i)$$

Scanned with OKEN Scanner

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2 + \ldots + I_n} T_o \cdot H \cdot \theta_i' (\alpha, \zeta_i)$$

$$\vdots$$

$$M_n = \frac{I_n}{I_1 + I_2 + \ldots + I_n} T_o \cdot H \cdot \theta_i' (\alpha, \zeta_i)$$

în care:

$$\theta_i' = \frac{2 - 3\zeta_i + \zeta_i^3}{3} - \varphi_i'$$

$$\varphi_i' = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i+1}^{n} \varphi_i'$$

Valorile funcţiei φ_i' se iau din abaca 2 anexă .

12.3. Calculul încărcărilor gravitaţionale pentru întreaga construcţie

In vederea evaluării mărimii sarcinii gravitaţionale totale la fiecare nivel al clădirii, se stabilesc, în prealabil , încărcările pe m^2 la fiecare element în construcţie .

Incărcarea gravitaţională pentru întreaga construcţie se obţine în final prin însumarea sarcinilor calculate pentru fiecare nivel.

12.4. Stabilirea elementelor necesare pentru evaluarea sarcinii seismice totale.

Cunoscînd momentele de inerţie ale tuturor diafragmelor pline, şi momentele de inerţie echivalente ale diafragmelor cu goluri , pe direcţia de calcul considerată , se poate trece la calculul perioadei de vibraţie şi a coeficientului de echivalenţă , elementele necesare evaluării întregii sarcini seismice orizontale.

In prealabil , trebuie determinată însă deplasarea relativă "U

a.Determinarea deplasărilor relative

Deplasarea se obţine prin însumarea deformaţiei de încovoiere cu cea de lunecare .

Deplasarea relativă provenită din încovoiere , se calculează cu relaţia :

$$U_{i_M} = \frac{h^3}{360\ EI}\left[2i + 30n(2n^2+2n+1)i^2 - 5(6n^2+6n+1)i^3 + i^5\right]$$

Deplasarea relativă provocată de lunecare , se determină cu relaţia :

$$U_{i_T} = \frac{h^3}{360\ EI}\left[(3n^2 + 3n + 1)\,i - i^3\right] \cdot \Delta$$

iar : $$\Delta = 72\ \frac{E}{G} \cdot \frac{I}{Ah^2}$$

în care:

h = înălţimea etajului , în m ,

E = modulul de elasticitate longitudinal al betonului din structură ($E = 2{,}9.10^6\ t_f/m^2$) ($2{,}9.10^7$ KN $/m^2$)

I = suma momentelor de inerţie ale diafragmelor care participă la preluarea sarcinilor orizontale ,pe direcţia de calcul,

n = numărul total de nivele ,

i = nivelul considerat (i = 1,2,3,... n)

G = modulul de elasticitate transversal al betonului din structură .

A = suma ariilor secţiunii diafragmelor .

Pentru construcţiile curente care au mai mult de 8 - 9 nivele , se poate neglija deformaţia de lunecare.

Ori de cîte ori este cazul , trebuie luat în considerare şi efectul rotirii fundaţiilor , ca urmare a cedării terenului de fundaţie sau din alte cauze posibile.

Scanned with OKEN Scanner

b. Determinarea perioadei de vibraţie

Parametrii care caracterizează modul fundamental de vibraţie şi anume perioada, sau frecvenţa circulară şi forma proprie de vibraţie, se pot determina fie printr-un calcul exact, fie prin una din metodele aproximative arătate la calculul vibraţiilor sistemelor cu mai multe grade de libertate (cap.V) şi care dă rezultate satisfăcătoare pentru proiectarea curentă.

Frecvenţa circulară proprie " ω " determinată (pe considerente energetice, aşa după cum s-a arătat), de către Rayleigh, este de forma :

$$\omega^2 = \frac{\sum_{i=1}^{n} F_i \cdot u_i}{\sum_{i=1}^{n} Q_i \cdot u_i^2} \cdot g$$

în care :

ω = frecvenţa circulară proprie (rad/sec)

F_i = forţa exterioară orizontală la nivelul "i" .

u_i = deplasarea relativă la nivelul "i" , cauzată de sistemul de forţe F_i .

Q_i = sarcina gravitaţională a nivelului "i" ,

g = 9,81 m/sec^2 , acceleraţia gravitaţională.

Pentru modul fundamental de vibraţie se poate considera variaţia liniară a sistemului de forţe F_i pe înălţimea structurii , în cazul în care toate nivelele au înălţimi egale (h) şi greutăţi egale $Q_1 = Q_2 = \ldots\ldots Q_n = Q_o$ (const).

Cunoscînd frecvenţa circulară proprie " ω " se poate determina perioada de vibraţie proprie, cu relaţia :

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \qquad \text{(sec)}$$

Scanned with OKEN Scanner

c.Determinarea coeficientului de echivalenţă "ε"

Aşa după cum a fost dedus în capitolul "Calculul vibraţiilor construcţiilor etajate" (cap.V) ,coeficientul de echivalenţă " ε " este dat de relaţia :

$$\varepsilon = \frac{(\sum_{i=1}^{n} Q_i \cdot u_i)^2}{\sum_{i=1}^{n} Q_i (\sum_{i=1}^{n} Q_i u_i^2)}$$

Pentru construcţiile curente ,la care Q_i = const. şi h_i = const , coeficientul de echivalenţă " ε " rezultă :

$$\varepsilon = \frac{(\sum_{i=1}^{n} Q_i \cdot u_i)^2}{\sum Q_i (\sum_{i=1}^{n} Q_i u_i^2)} = \frac{Q_o^2 (\sum_{i=1}^{n} u_i)^2}{nQ_o \cdot Q_o \sum_{i=1}^{n} u_i^2} = \frac{(\sum_{i=1}^{n} u_i)^2}{n \sum_{i=1}^{n} u_i^2}$$

12.5. Calculul sarcinii seismice totale.

Sarcina seismică orizontală se determină după direcţia axelor principale de rigiditate ale ansamblului structurii .Cînd diafragmele sînt dispuse ortogonal , se admite luarea în considerare pentru calcul numai a acestor direcţii .

Considerînd construcţia ca un sistem elastic avînd mase concentrate la fiecare nivel (cu "n" grade de libertate), oscilînd forţat sub acţiunea forţelor perturbatorii cauzate de mişcarea pămîntului în timpul cutremurului, forţă tăietoare la baza construcţiei , reprezentînd forţa totală seismică "S", se determină cu relaţia :

$$S = c \cdot Q .$$

în care :

$$c = K_S \cdot \beta \cdot \varepsilon \cdot \psi$$

coeficienţii respectivi avînd semnificaţia arătată în cap.VII.

12.6. Repartiţia sarcinii seismice pe diafragme

Determinarea sarcinii seismice care revine diafragmei cu

goluri (ex: diafragma D), se face cu relaţia :

$$S_D = \frac{I_{eD}}{I} \cdot S$$

în care :

I_{eD} = momentul de inerţie echivalent al diafragmei respective (D)

$I = I_{total}$, suma momentelor de inerţie (pentru tronsonul considerat) ale tuturor diafragmelor care participă la preluarea sarcinilor orizontale pe direcţia care se efectuează calculul.

S = sarcina seismică totală.

12.7. Determinarea eforturilor în diafragme sub acţiunea încărcărilor seismice orizontale.

Eforturile în diafragma D , sub acţiunea sarcinii seismice S_D , se determină afectînd datele obţinute pentru o sarcină unitară distribuită liniar pe înălţime , cu coeficientul "ρ_D" .

Acest coeficient de "echivalenţă" a eforturilor pentru diafragma D, va fi :

$$\rho_D = \frac{S_D}{T_o}$$

în care:

S_D = sarcina seismică care revine diafragmei D.

T_o = forţa tăietoare la baza peretelui , stabilită pentru o sarcină p_2 unitară; $T_o = p_2 \frac{H}{2}$

In acelaş mod se determină coeficienţii de "echivalenţă" ai eforturilor pentru fiecare diafragmă în parte .

- Forţa tăietoare " π_i " în buiandrugul diafragmei D de la nivelul " i " , va fi :

$$\pi_i = \rho_D \cdot T_{b_i}$$

- <u>Forte axială</u> în epaleți ve fi dată de :

$$N_{\bar{\pi}_i} = \pm \sum_{i}^{n} \bar{\pi}_i$$

- <u>Momentele încovoietoare</u> în epaleți $\mathcal{M}_i^{(1)}$ și $\mathcal{M}_i^{(2)}$ (considerînd diafragma D cu un singur șir de goluri) se determină cu relațiile :

$$\mathcal{M}_i^{(1)} = \beta_D \cdot M_i^{(1)}$$

$$\mathcal{M}_i^{(2)} = \beta_D \cdot M_i^{(2)}$$

Cu valorile $\bar{\pi}_i$, $\mathcal{M}_i^{(1)}$ și $\mathcal{M}_i^{(2)}$ se întocmesc diagramele de eforturi (fig.XII.5 și XII.6)

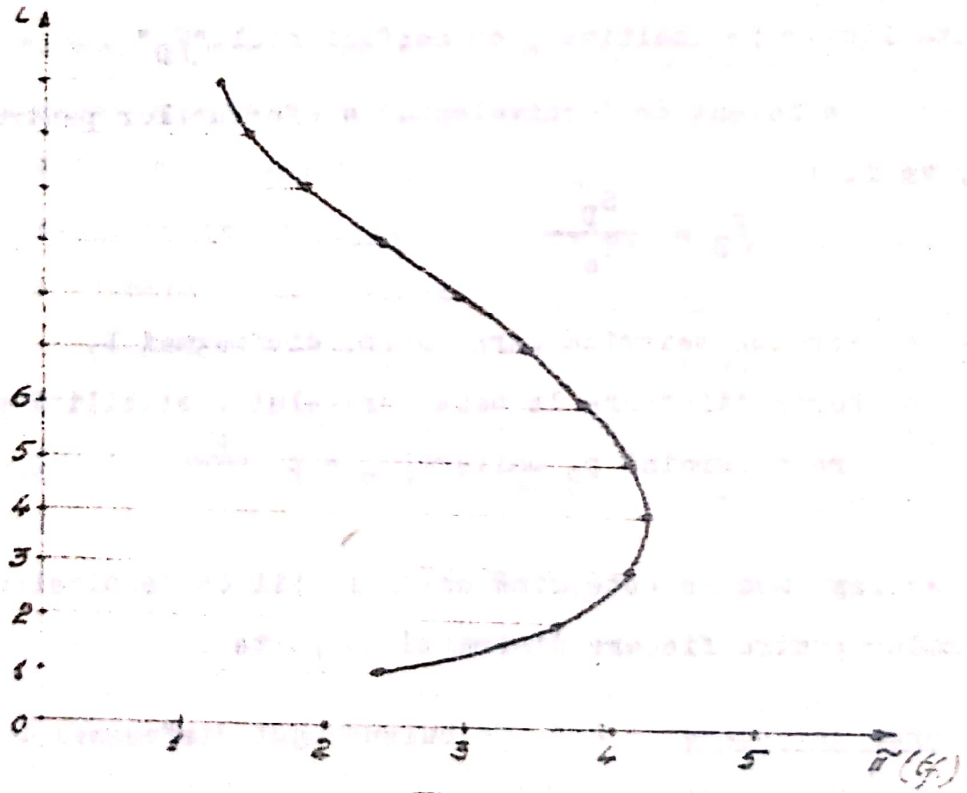


Fig. XII.5

Diagrama eforturilor $\bar{\pi}_i$

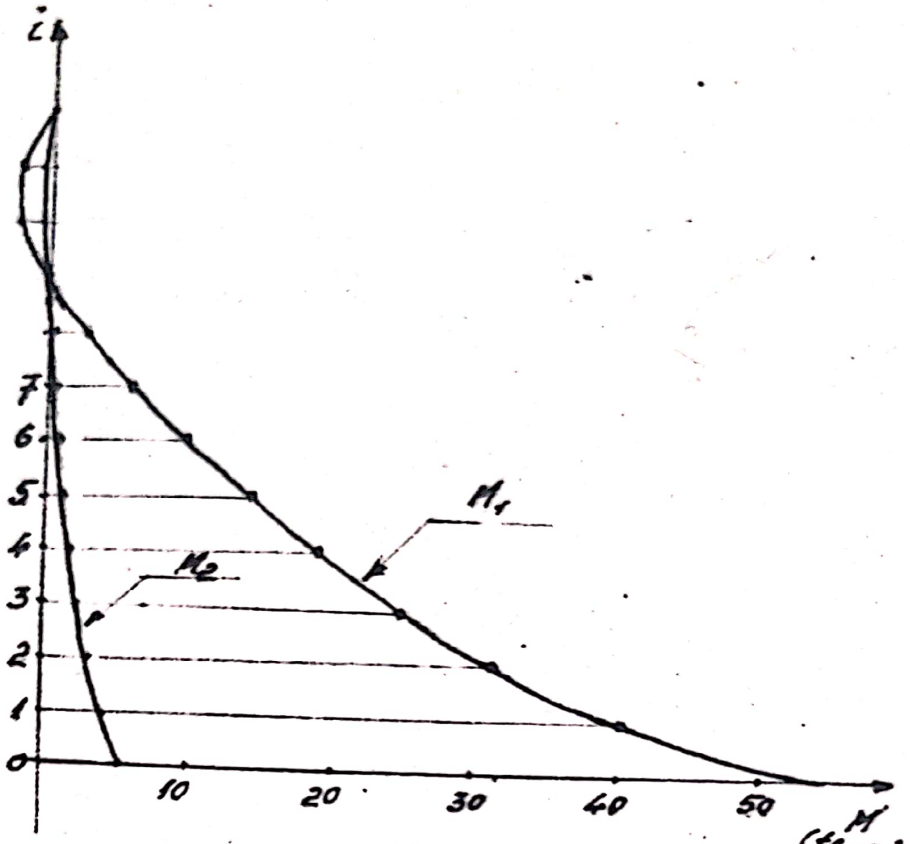


Fig. XII.6.
Diagrama eforturilor M_i

12.8. Repartizarea încărcărilor gravitaţionale pe spaleţii diafragmelor şi determinarea forţelor axiale la fiecare nivel

In vederea determinării încărcării verticale care revine fiecărei diafragme, este necesar să se stabilească în prealabil suprafeţele de planşeu aferente fiecărei diafragme (vezi fig.X.1 şi fig.X.2) precum şi încărcarea medie care revine pe m^2 de planşeu.

Cu ajutorul unor coeficienţi de distribuţie , se repartizează sarcinile gravitaţionale aferente fiecărei diafragme ,pe spaleţii respectivi.

Pe baza acestor sarcini gravitaţionale se obţine apoi forţa axială în spaleţii diafragmelor , la baza fiecărui nivel.

Scanned with OKEN Scanner

12.9. Verificarea secţiunilor diafragmelor la sarcini fundamentale şi la acţiunea combinată a sarcinilor gravitaţionale şi a celor seismice orizontale .

Verificarea unei secţiuni curente ,se face luînd în considerare influenţa flambajului .

La diafragmele verticale care conlucrează cu diafragmele de pe cealaltă direcţie (perpendiculare pe planul lor) nu se va lua în considerare influenţa flambajului pe o zonă egală cu 6 d, măsurată de la faţa peretelui de rigidizare (Tabel XII.1)

a.Determinarea lungimii de flambaj a pereţilor

Lungimea de flambaj se determină ţinînd seama de condiţiile de rezemare pe contur a peretelui , de raportul laturilor şi de existenţa golurilor. Fixarea pe latura respectivă se consideră atunci cînd legătura se face cu un planşeu practic indeformabil în planul său , sau de un perete de rigidizare ,dacă acesta are o lungime egală cu 1/5 din înălţimea nivelului .

Lungimea de flambaj se determină cu relaţia :

$$\ell_f = \alpha . h$$

unde: h = înălţimea nivelului

Valorile coeficientului " α " sînt date în tabelul XII.1.

unde :

L = distanţa dintre două legături verticale consecutive ale diafragmei ,

h = înălţimea nivelului ,

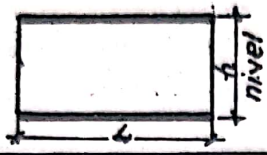
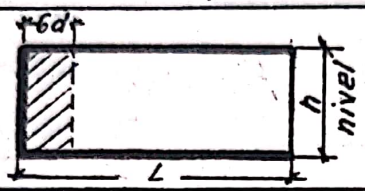
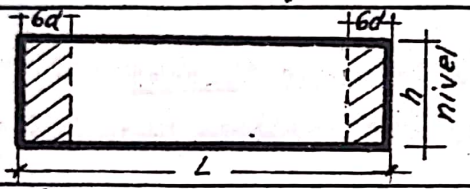
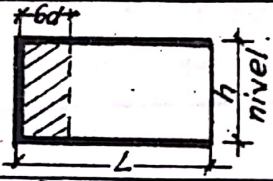
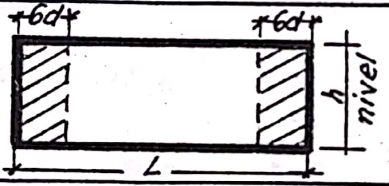
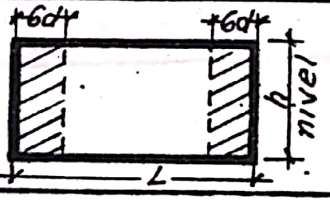
d = grosimea diafragmei.

Suprafeţele haşurate pe schema pereţilor din tabelul XII.1, reprezintă zonele în care nu se ia în considerare influenţa flambajului.

Limitele raportului L/h sînt valabile pentru diafragmele

Valorile coeficientului "α"

Tabelul XII.1

	Schema peretelui	L/h_{nivel}	α
1.		-	1,0
2.		> 1	1,0
3.		> 2	1,0
4.		$\leqslant$ 1	0,8
5.		1,5- 2	0,8
6.		$\leqslant$ 1,5	0,6

realizate din beton simplu . Cînd secţiunea diafragmelor se încadrează în totalitatea ei în categoria betonului armat, atunci limitele acestui raport se pot majora cu 20%.

Pentru pereţii care au goluri cu înălţimea mai mare de 1/3 h şi cu aria mai mare decît 1/10 din aria peretelui şi a căror rezemare corespunde cazului 5 indicat în tabelul XII.1, lungimea de flambaj se determină astfel :

ℓ_f = 0,8 h pentru zona cuprinsă între un gol şi un perete de rigidizare .

$\ell_f = h_{gol} + \gamma'(h - h_{gol}) \geq 0{,}8\ h$, pentru zona cuprinsă între două goluri .

Coeficientul "γ'" se ia funcţie de grosimea diafragmei, astfel :

Grosimea diafragmei, în cm	γ'
12	0,9
15	0,8
18	0,7
20	0,6

b. Determinarea coeficientului de flambaj

Coeficientul de flambaj "φ" pentru calculul pereţilor, se ia în funcţie de raportul ℓ_f/d, astfel :

ℓ_f/d	10	12	14	16	18	20
Pereţi din beton simplu	0,91	0,77	0,67	0,59	0,53	0,47
Pereţi din beton armat	1	0,96	0,92	0,86	0,77	0,69

unde: ℓ_f = lungimea de flambaj

d = grosimea peretelui .

Pentru valori intermediare ale raportului ℓ_f/d se interpolează liniar.

Calculul secţiunilor se efectuează în stadiul elastic ,admiţînd ipoteza distribuţiei liniare a eforturilor unitare din secţiune .

Dacă eforturile unitare de compresiune rezultate depăşesc valoarea admisibilă pentru betonul simplu, zona respectivă se încadrează în categoria betonului armat şi trebuie armată în conse-

cinţă.

Dacă aceste eforturi depăşesc valoarea admisibilă pentru betonul armat în pereţi, zona respectivă se calculează conform prescripţiilor pentru calculul secţiunilor de beton armat comprimate centric .

Cînd apar eforturi unitare de întindere în secţiunea peretelui , ele vor trebui preluate în întregime de armătură, care trebuie distribuită astfel încît să urmărească cît mai fidel diagrama acestor eforturi.

In afara verificării secţiunilor curente (între planşee) trebuie verificate şi secţiunile slăbite de golurile pentru rezemarea planşeului , în secţiunea de deasupra lui , considerînd că umplerea acestor goluri cu beton se realizează cu imperfecţiuni. In acest caz nu se consideră influenţa flambajului .

a. <u>Verificarea secţiunii pereţilor supuşi la compresiune centrică</u> (Fig.XII.7)

Verificarea se face cu relaţia :

$$\frac{N}{A} \cdot \frac{1}{\varphi_{\text{bet.simplu}}} \leq \sigma_{a\ \text{bet.simplu}}$$

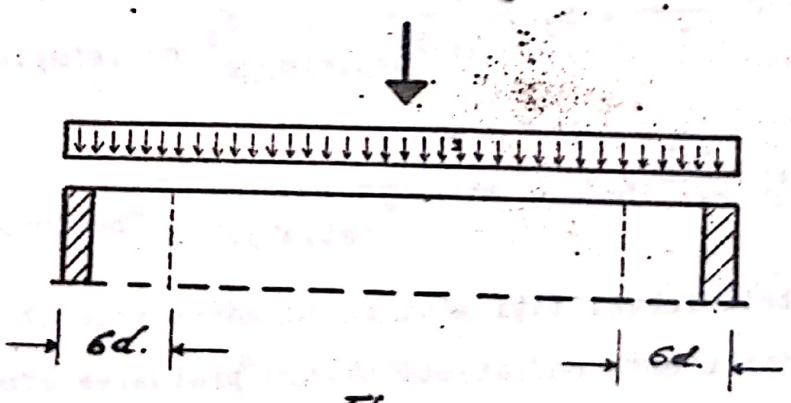


Fig. XII.7.

Dacă această inegalitate este satisfăcută , rezultă că secţiunea de beton este suficientă pentru preluarea efortului respectiv.

Dacă însă inegalitatea nu este satisfăcută , secţiunea trebuie armată în conformitate cu prevederile arătate ,iar verificarea se va face cu relaţia :

$$\frac{N}{A} \cdot \frac{1}{\varphi_{bet.armat}} \leq \sigma_{a\ bet.armat}$$

b. Verificarea secţiunii pereţilor supuşi la compresiune cu încovoiere în planul lor (fig.XII.8)

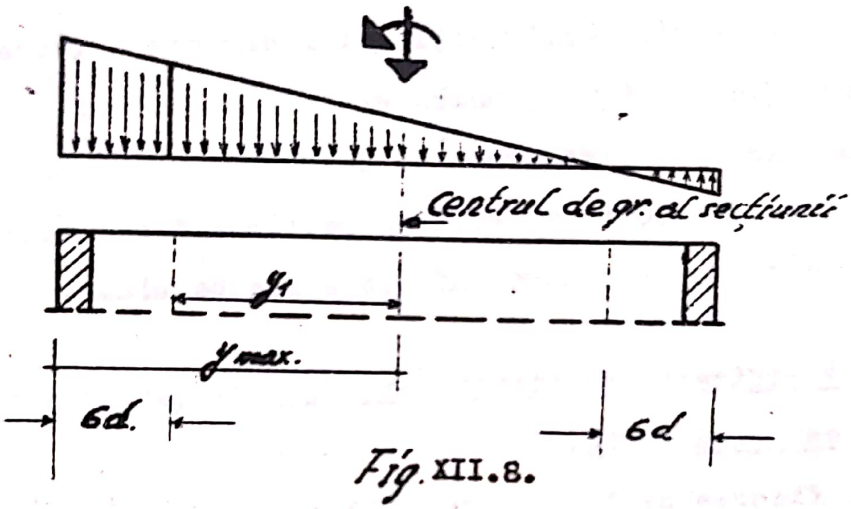


Fig. XII.8.

Verificarea se face cu următoarele relaţii :

$$\left(\frac{N}{A} + \frac{M}{I} \cdot y_1\right) \cdot \frac{1}{\varphi_{bet.simplu}} \leq \sigma_{a\ bet.simplu}$$

$$\left(\frac{N}{A} + \frac{M}{I} \cdot y_{max}\right) \cdot \frac{1}{\varphi_{bet.simplu}} \leq \sigma_{a\ bet.simplu}$$

Dacă ambele inegalităţi sînt satisfăcute rezultă că secţiunea de beton simplu este suficientă pentru preluarea eforturilor respective.

Dacă cel puţin una din aceste inegalităţi nu este satisfăcută , zona respectivă a secţiunii trebuie armată conform prevederilor arătate, după care se va face o nouă verificare cu relaţiile:

Scanned with OKEN Scanner

$$\left(\frac{N}{A} + \frac{M}{I} \cdot y_1\right) \frac{1}{\varphi_{bet.armat}} \leq \sigma_{a_{bet.armat}}$$

$$\left(\frac{N}{A} + \frac{M}{I} \cdot y_{max.}\right) \frac{1}{\varphi_{bet.armat}} \leq \sigma_{a_{bet.armat}}$$

în care:

N = forţa axială din secţiune (valoarea absolută)

A = aria secţiunii ,

M = momentul încovoietor din secţiune (valoarea absolută),

I = momentul de inerţie al secţiunii ,

y_1 = distanţa de la axul care trece prin centrul de greutate al secţiunii pînă la marginea zonei la care nu se ia în considerare influenţa flambajului,

y_{max} = distanţa de la axul care trece prin centrul de greutate al secţiunii pînă la fibra extremă comprimată,

$\varphi_{bet.simplu}$ = coeficientul de flambaj pentru elementele din beton simplu ,determinate aşa cum s-a arătat mai sus,

$\varphi_{bet.armat}$ = coeficientul de flambaj pentru elementele din beton armat,

$\sigma_{a_{bet.simplu}} = \frac{R_{pr}}{K}$, efortul unitar admisibil pentru betonul simplu (K fiind coeficientul de siguranţă pentru betonul simplu)

$\sigma_{a_{bet.armat}} = \frac{R_{pr}}{K}$, efortul unitar admisibil pentru betonul armat.

Aceeaşi verificare se face şi pentru ipoteza schimbării sensului momentului încovoietor.

Este necesară,de asemenea , o verificare a eforturilor unitare la marginea golurilor de uşi şi ferestre.

Tabel cu valoarea coeficientului de siguranţă "K"

Combinaţii de sarcini	K	
	Beton simplu	Beton armat
Fundamentale	3,o	2,6
Fundamentale + accidentale	2,6	2,3
Fundamentale + extraordinare	2,2	2,o

In exemplul de calcul din vol.II, se prezintă calculul unei structuri rigide, pentru o construcţie înaltă realizată pe diafragme de beton armat, verificîndu-se secţiunile diafragmelor cu goluri mijlocii.

Scanned with OKEN Scanner

C A P I T O L U L XIII

FUNDATIILE DIAFRAGMELOR

Aceste elemente de construcţii au rolul de a transmite şi repartiza la terenul de fundaţie sarcinile care le revin ,în aşa mod,încît să nu fie depăşită rezistenţa şi deformaţia admisibilă a terenului.

Trebuie deci respectate condiţiile: $\sigma_{ef} \leq \sigma_a$ şi $y_{ef} \leq y_a$.

O caracteristică principală a materialelor din care se realizează elementele de construcţii este şi aceea că ele au rezistenţe superioare celor pe care le are terenul de fundaţie.In această situaţie, pentru a-şi îndeplini rolul pe care îl au, fundaţiile trebuie să asigure trecerea de la o suprafaţă mai mică la o suprafaţă mai mare de rezemare.

Majorarea suprafeţei de rezemare se poate obţine în cazul fundaţiilor directe,prin evazarea tălpii fundaţiei, sau prin sporirea suprafeţei laterale, în cazul celor indirecte (fundaţii pe piloţi).Această soluţie asigură,în ambele situaţii,ca presiunile sub talpa fundaţiei , respectiv eforturile tangenţiale în vecinătatea suprafeţei laterale, să aibă valori care să nu depăşească pe cele admisibile pentru terenul de fundaţie respectiv.

Buna comportarea a structurilor de rezistenţă este influenţată însă atît de efectul structurii asupra terenului de fundaţie cît şi de răspunsul acestuia ,care poate produce modificări importante în starea de eforturi a structurii de rezistenţă luată în ansamblu, întrucît ea formează cu fundaţiile un sistem spaţial . Este deci necesar ca soluţiile alese pentru fundaţii, să nu conducă la eforturi suplimentare în structura de rezistenţă ,care ar putea atinge valori mari în urma unor deformaţii pronunţate ale

terenului de fundaţie sau a unor tasări inegale.La stabilirea tipului de fundaţie trebuie să se ţină seama şi de tipul structurii de rezistenţă, avîndu-se în vedere faptul că structura de rezistenţă şi fundaţia se condiţionează reciproc. La clădirile cu structură rigidă alcătuite din diafragme,este necesar să se adopte fundaţii cu rigiditate sporită ,capabile să conlucreze cu structura de rezistenţă, obţinîndu-se astfel o cît mai bună uniformizare a deformaţiilor terenului de fundaţie.Eforturile importante de întindere care apar în fundaţii conduc la necesitatea utilizării betonului armat,care constituie astfel materialul de bază folosit la aceste elemente de construcţii.

Fundaţiile diafragmelor din beton sau beton armat,concepute sub forma unei tălpi continui de beton armat sau sub forma unui radier general ,se alcătuiesc deci în aşa fel încît să asigure transmiterea sarcinilor construcţiei la terenul de fundaţie fără a depăşi capacitatea lui portantă.

De asemenea, ele trebuie să fie suficient de adînci(minimum 2 m),avînd deci un grad suficient de încastrare,capabil să asigure o bună legătură sol-structură.

Intrucît fundaţiile trebuie să repartizeze sarcina din construcţie în aşa fel,încît,în nici un punct,presiunea efectivă asupra terenului să nu depăşească σ_a,rezultă din această condiţie lăţimea "b" a tălpii de fundaţie,considerînd în calcul încărcările normate.

Eforturile transmise de fundaţie la teren, sînt:forţa axială N; momentul încovoietor M; forţa tăietoare orizontală T,calculate la nivelul fundaţiei.

Presiunile pe teren se datoresc forţei verticale şi momentului încovoietor,forţa T transmiţîndu-se prin eforturi de frecare.

Presiunea maximă şi minimă va fi:

$$\sigma_{\substack{max\\min}} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

Pentru secţiunile dreptunghiulare ale tălpii, avînd lă-

ţimea "b" şi lungimea " ℓ " (fig.XIII.1) relaţia de mai sus devine :

$$\sigma_{\substack{max\\min}} = \frac{N}{b\ell}\left(1 \pm \frac{6\,e}{\ell}\right)$$

Determinarea lăţimii "b" a tălpii de fundaţie ,rezultă din condiţia :

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{ad} .$$

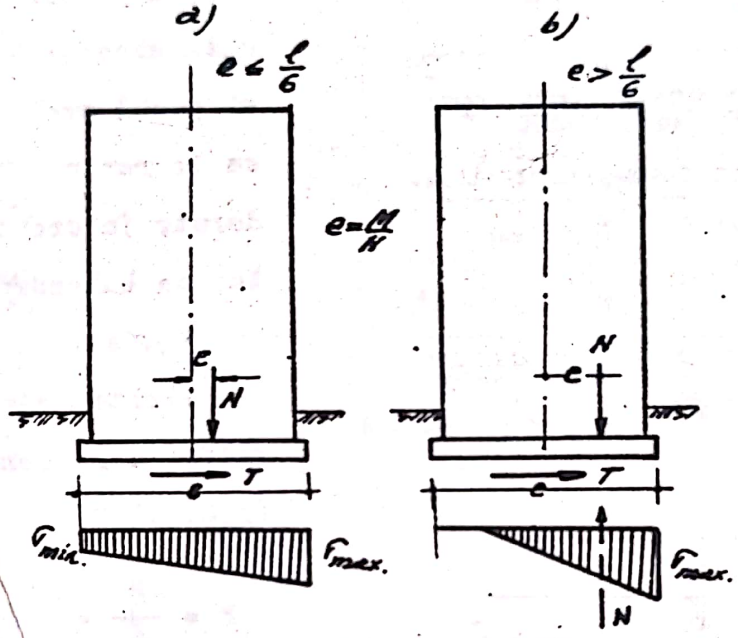


Fig. XIII.1
Presiuni pe teren la fundaţiile diafragmelor pline.

Pentru ca fundaţia să fie activă pe toată secţiunea ei ,rezultanta N trebuie să acţioneze în treimea mijlocie sau la limitele ei.

- Pentru primul caz , $\sigma_{min} > 0$

In această situaţie $1 - \frac{6\,e}{\ell} > 0$, deci $e < \frac{\ell}{6}$.

Diagrama repartiţiei presiunilor pe teren , este arătată pentru acest caz în fig.XIII.1.a.

- Pentru cel de al doilea caz , $\sigma_{min} = 0$.

Rezultă că $1 - \frac{6\,e}{\ell} = 0$, deci $e = \frac{\ell}{6}$.

Pentru acest caz , diagrama repartiţiei presiunilor ,este arătată în fig. XIII.1.b.

Atunci cînd rezultă din calcul lăţimi mari pentru talpa de fundaţie , se pot lua în consideraţie şi fundaţiile diafragmelor de pe cealaltă direcţie ,rezultînd astfel o formă în plan de U,I, sau T (fig.XIII.2).

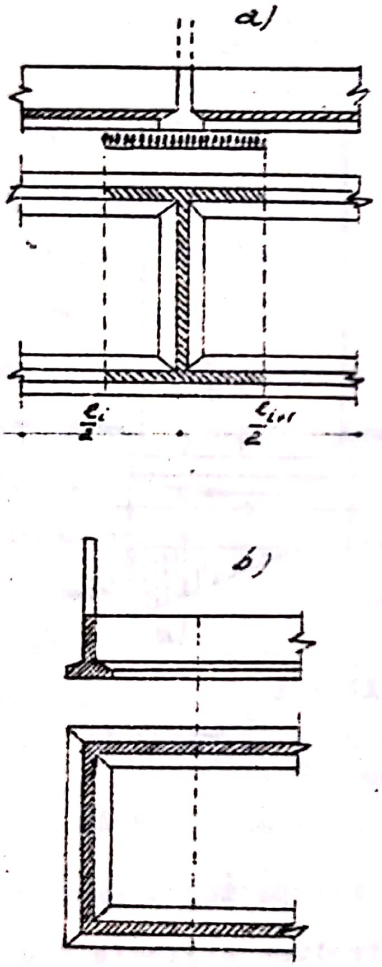


Fig XIII.2
Conlucrarea pe două direcţii a tălpilor fundaţiilor

Fundaţiile diafragmelor cu goluri vor trebui dimensionate astfel încît să poată prelua eforturile ce le revin, fiind considerate în dreptul golurilor ca buiandrugi.

Astfel:

-Pentru diafragmele cu goluri mici centrale (fig.XIII.3)

$$P = \frac{M}{\ell} = L_f + \sum L_i$$

unde:

M = momentul forţelor exterioare la nivelul tălpii fundaţiei.

$$L_i = \frac{T_i S}{I} \cdot h$$

$$L_f = \frac{T_o \cdot S_f}{I_f} \cdot h_f$$

- Pentru diafragmele cu goluri mari (fig.XIII.4)

$$P = \frac{M}{\ell} = L_o + L_f$$

Cînd lunecarea nu poate fi preluată de fundaţie în dreptul golului, fundaţiile fiecărei lamele se vor considera ca lucrînd separat.

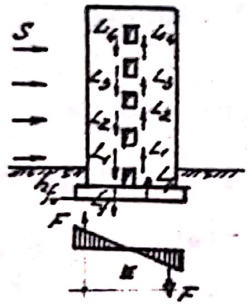


Fig. XIII.3
Presiuni pe teren la diafragme cu goluri mici.

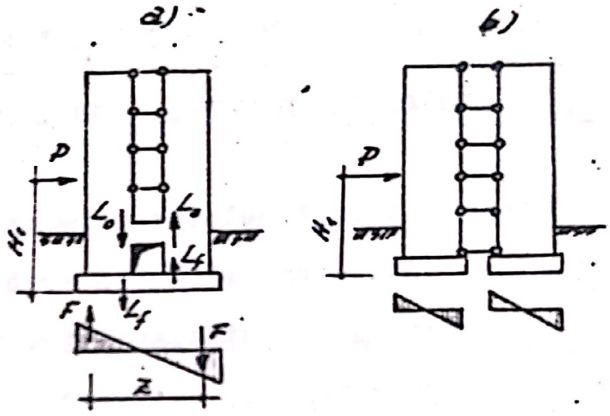


Fig. XIII.4
Presiuni pe teren, la diafragme cu goluri mari.

C A P I T O L U L XIV

CALCULUL CURGERII LENTE. CALCULUL CONTRACTIEI.

Conform normativului pentru calculul la stări limită al construcţiilor din beton, şi beton armat , mărimile de calcul finale (maxime) ale caracteristicii curgerii lente , notată cu $\bar{\varphi}$, se determină cu relaţia

$$\bar{\varphi} = K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 \cdot \varphi_o \qquad (14.1)$$

unde : K_1 depinde de gradul de întărire (raportul $\frac{R_b}{R_{28}}$) ;

K_2, este funcţie de treapta de încărcare $\frac{\sigma_b}{R_b}$;

K_3, depinde de umiditatea mediului de exploatare , U %;

K_4, este funcţie de dimensiunea maximă b.

Coeficienţii respectivi sînt redaţi în tabelul XIV.1.

φ_o , este caracteristica curgerii finale ,stabilită funcţie

Tabel XIV.1.

Coef.	Variabila		Mărimea coef.
K_1	$\frac{R_b}{R_{28}}$	0,6	1,3
		1,0	1,0
		1,2	0,75
K_2	$\frac{\sigma_b}{R_b}$	$\leqslant$0,5	1,0
		>0,5	2,0 $\frac{\sigma_b}{R_b}$
K_3	U%	< 50	1,3
		50-60	1,0
		70-80	0,75
		90-100	0,5
K_4	b_{cm}	$\leqslant$ 10	1,1
		> 0	1,0

de raportul a/c şi de dozajul de ciment al betonului (tabel.XIV.2). Determinarea s-a făcut în anumite condiţii:

- pentru beton alcătuit cu ciment portland şi care este încărcat la atingerea rezistenţei prescrise pentru 28 zile ($\frac{R_b}{R_{28}}=1$)
- se consideră că treapta de încărcare $\frac{\sigma_b}{R_b}$ nu depăşeşte o,5.
-se presupune că umiditatea mediului de explotare este de 5o - 6o%.
- se presupune , de asemenea , că grosimea elementului nu este mai mică de 1o cm.

Avîndu-se în vedere posibilitatea unor condiţii diferite de alcătuire , încărcare şi explotare a elementelor , mărimea de bază φ_o se poate stabili pentru situaţia reală , în urma afectării coeficienţilor de corecţie K_1, K_2, K_3 sau K_4 din tabela XIV.1.

Tabelul XIV.2

Raportul a/c	Dozajul în ciment, daN/ m^3			
	25o	3oo	35o	45o
o,35	-	-	-	2,6o
o,4o	-	-	2,6o	2,8o
o,5o	-	2,8o	3,oo	3,2o
o,6o	3,15	3,4o	3,65	4,oo

In deformaţiile de curgere lentă calculate cu relaţia (14.1) sînt incluse şi deformaţiile din contracţie.

S-ar putea însă ca pentru trepte mici de încărcare, mai ales pentru $\frac{\sigma_b}{R_b}$ o,1o .....o,15 , deformaţiile de curgere lentă calculate în acest mod,să fie mai mici decît cele de contracţie.

Datorită acestui fapt , normativul pentru calculul la stări limită , prescrie că pentru efortul unitar de compresiune în beton $\sigma_b < \bar{\varepsilon}_c . E_b$, se ia în consideraţie numai deformaţia de contracţie $\bar{\varepsilon}_c$.

Eforturile de întindere care apar în zona inferioară a pereţilor , datorită diferenţei de deformaţie din contracţia betonului între pereţi şi fundaţie , trebuie preluate de armătură.In acest scop se va monta în pereţi , la primul nivel deasupra fundaţiilor , o armătură orizontală cu diametrul de 8 - 1o mm, corespunzînd unui procent de armare de minimum o,3o% .La următoarele 1-2 nivele ,se va prevedea o armătură orizontală corespunzînd unui procent de armare redus pînă la jumătate din valoarea indicată mai sus, în funcţie de dimensiunile peretelui , de poziţia sa în ansamblul structurii , precum şi de distanţa dintre goluri.

In cazul acoperişurilor terasă,apar la ultimul nivel eforturi de întindere din cauza diferenţei de dilatare a peretelui faţă de planşeu .Pentru preluarea acestor eforturi se va monta în pereţii de la ultimul nivel, o armătură orizontală cu diametrul de 6 - 8 mm , corespunzînd unui procent de armare de o,15%.In cazurile speciale , în care variaţiile de temperatură ar putea produce efecte importante în anumite zone ale structurii (ex.: coşuri de calorifer, frontoane puternic însorite , etc ..) se vor adopta măsuri corespunzătoare.

Dacă pereţii nu intră în categoria celor de beton armat, deci nu au prevăzută armătură verticală , la nivelele unde s-a recomandat montarea unei armături orizontale , se va introduce o armare verticală de montaj,alcătuită din cel puţin 3 bare ϕ 8 pe metru.

Deformaţia de contracţie se determină cu relaţia :

$$\bar{\varepsilon}_c = K_3 \cdot K_4 \cdot K_c \cdot \varepsilon_c \qquad (14.2)$$

unde s-a notat:

K_3 şi K_4, coeficienţii din tabela XIV.1 ,

K_c , coeficient cu valorile :

- $K_c = 1,o$, pentru elemente de beton armat,
- $K_c = o,8$, pentru elemente de beton precomprimat cu armătură preîntinsă ,

- $K_c = 0,6$, idem , cu armătură postîntinsă .

$\varepsilon_c = 0,25.10^{-3}$, mărimea de bază a contracţiei.

Datorită faptului că turnarea elevaţiei se face după întărirea betonului de fundaţie , ar rezulta fisuri şi datorită contracţiei betonului proaspăt.Pentru preîntîmpinarea lor , partea de bază a elevaţiei se armează ,aşa cum s-a arătat.

Calculul acestei armături se face în ipoteza că tot efortul este preluat de armătură :

$$\sigma = \bar{\varepsilon}_c \cdot E_b$$

Ţinînd seama de efortul de curgere în armături σ_c, rezultă procentul de armare:

$$\mu = \frac{\sigma}{\sigma_c} \cdot 100$$

cu care se determină secţiunea de armătură : $A_a = \mu \cdot \frac{A_b}{100}$

Conform STAS 8000-67, valoarea maximă de calcul a caracteristicii deformaţiei în timp a betonului $\bar{\varphi}$ se poate determina cu relaţia :

$$\bar{\varphi} = K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot \varphi_o$$

în care:

K_1, K_2, K_3, coef.de corecţie (Tabel XIV.1).

$\varphi_o = 0,3 + 2c + 4\frac{a}{c}$, valoarea de bază a caracteristicii deformaţiei în timp a betonului .

c , dozajul de ciment în m^3, în t.

$\frac{a}{c}$, raportul apă/ciment, în masă.

C A P I T O L U L XV

ALCATUIREA COFRAJELOR FOLOSITE PENTRU EXECUTIA CLADIRILOR CU STRUCTURA RIGIDA

15.1. Cofraje glisante

Tipul de cofraj glisant cel mai frecvent folosit este cofrajul mixt , avînd anumite părţi confecţionate din lemn (panourile şi podinele de lucru) iar altele din metal(jugurile ,tijele ,etc) Fig. XV.1 şi XV.2.

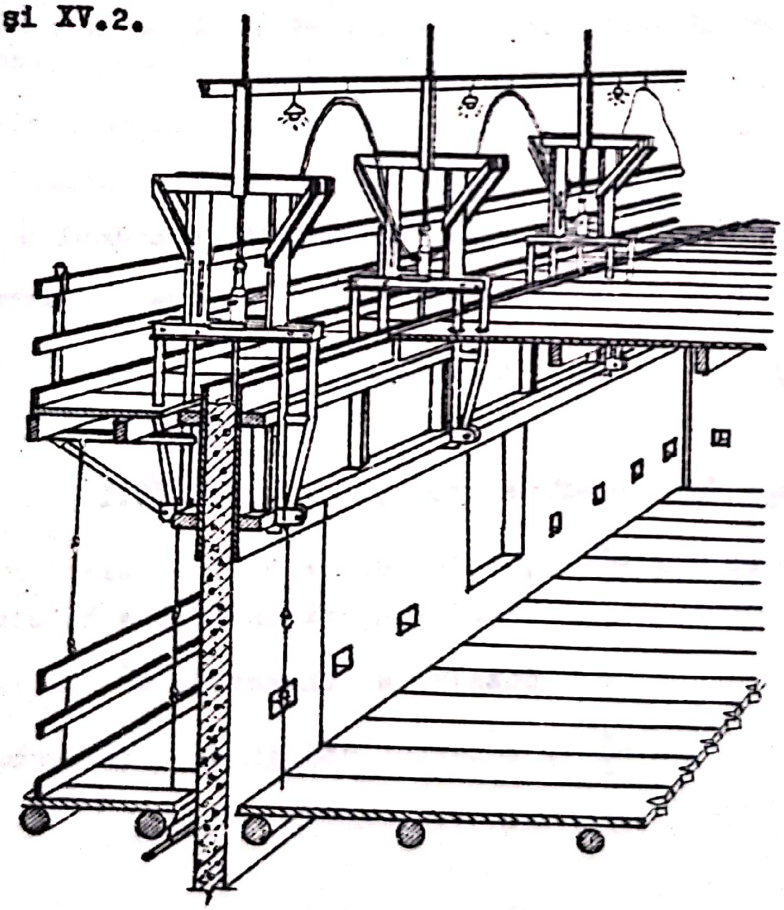


Fig. XV.1.
Schema cofrajului glisant

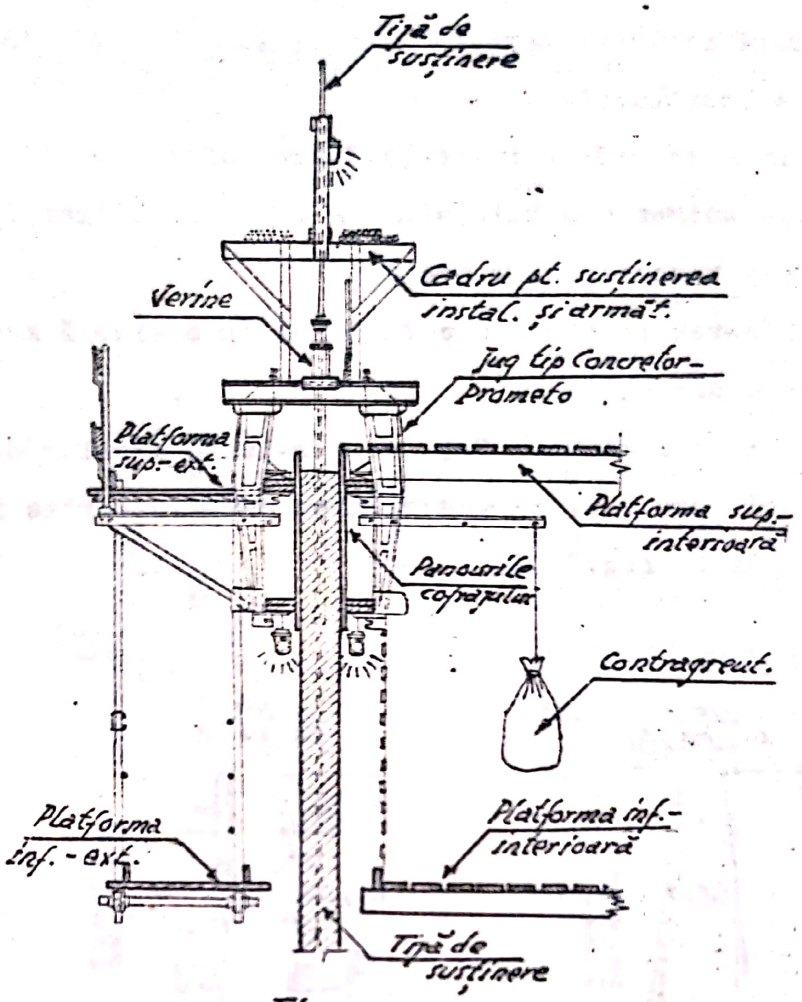


Fig. XV.2
Secţiune transversală printr-un cofraj glisant.

Părţile principale ale cofrajului glisant sînt :

15.1.1. Panourile

Panourile de cofraj alcătuiesc cofrajul propriu-zis , sau tiparul .

Pot avea următoarele forme :

- plane, avînd suprafaţa care vine în contact cu betonul plană.

- curbe , cînd această suprafaţă este curbă .

Motive arhitecturale pot impune ca la aceeaşi construcţie să se utilizeze în afara panourilor plane şi panourile curbe, ca

o combinaţie între aceste două forme.

Panourile de cofraj se asamblează la locul de turnare a betonului după conturul pereţilor portanţi , pe întreaga secţiune orizontală a construcţiei.

Pentru a se reduce aderenţa între cofraj şi beton, care ar putea duce la antrenarea betonului în momentul glisării şi deci la distrugerea peretelui ,se recurge la :

- ridicarea repetată a cofrajului cu o viteză medie de glisare rezultată din calcul ,

- montarea înclinată faţă de verticală a celor două panouri care limitează peretele, cu deschiderea mare la partea inferioară a cofrajului (fig.XV.3).

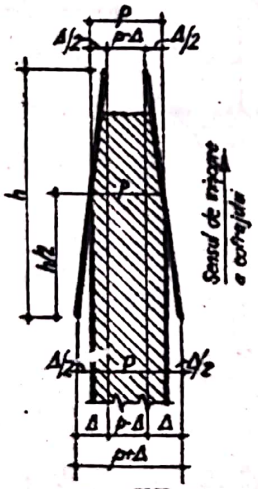


Fig. XV.3

Schema înclinaţiei celor două panouri.

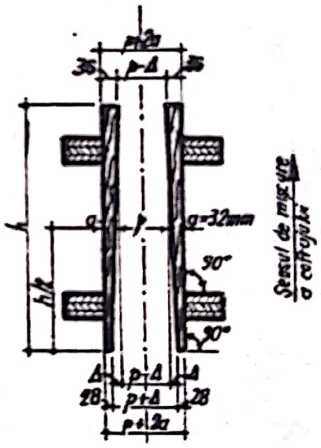


Fig. XV.3.a

Realizarea înclinaţiei prin tăierea dulapilor în formă de pană (de obicei la panourile curbe).

Această înclinaţie este cunoscută sub numele de conicitate, denumire improprie provenită de la cofrajele curbe, dar folosită în mod curent .

Inclinaţia "i" definită de raportul $i = \frac{\Delta}{h}$ este cuprinsă între (3 - 1o) mm/m.

Realizarea înclinaţiei cofrajului glisant se poate obţine

prin:

- tăierea feţei interioare a dulapilor, în formă de pană (fig.XV.3 a),

- montarea înclinată a panourilor faţă de verticală (fig.XV.3 b) .

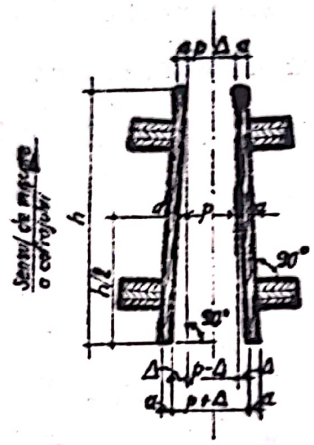


Fig. XV.3. b

Realizarea înclinaţiei, prin înclinarea panourilor faţă de verticală (la panourile plane şi uneori şi la cele curbe).

În timpul glisării trebuie verificată înclinaţia cofrajului şi corectată orice modificare, care s-ar produce sub acţiunea împingerii betonului .In scopul evitării deformaţiei cofrajului, peretele panoului de cofraj este rigidizat pe faţa exterioară cu un schelet de rigidizare .

Panourile de cofraj, care alcătuiesc tiparul propriu-zis pentru turnarea betonului , se pot confecţiona din următoarele materiale.

a. lemn

b. lemn şi placaj

c. metal.

a.<u>Panouri din lemn</u>.

Părţile principale care alcătuiesc panoul (peretele şi scheletul de rigidizare) sînt confecţionate din lemn .Pentru construcţiile civile obişnuite , înălţimea peretelui panoului este de 1,15 - 1,2o m .

Soluţia cea mai frecvent folosită pentru realizarea peretelui panoului , este utilizarea de dulapi de 3,8 cm fasonaţi în formă de pană (pentru realizarea înclinaţiei) sau scînduri de

2,4 cm sau 2,8 cm, trase la grosime , bătute alăturat în cuie şi avînd faţa care vine în contact cu betonul căptuşită cu tablă nesgră decapată , de (o,4 - o,5)mm grosime .Rosturile verticale ale acestei căptuşeli se execută cu falţ simplu sau prin suprapunerea foilor de tablă cu 5 cm .

In cazurile în care nu se prevede căptuşirea cu tablă,se pot utiliza la realizarea peretelui cofrajului scînduri geluite, lucrate în nut şi feder şi montate cu interspaţii de 4 - 5 mm .

Scheletul de rigidizare al panoului de cofraj este alcătuit din : coaste , montanţi, diagonale şi papuci ,fiind confecţionat tot din lemn (fig. XV.4).

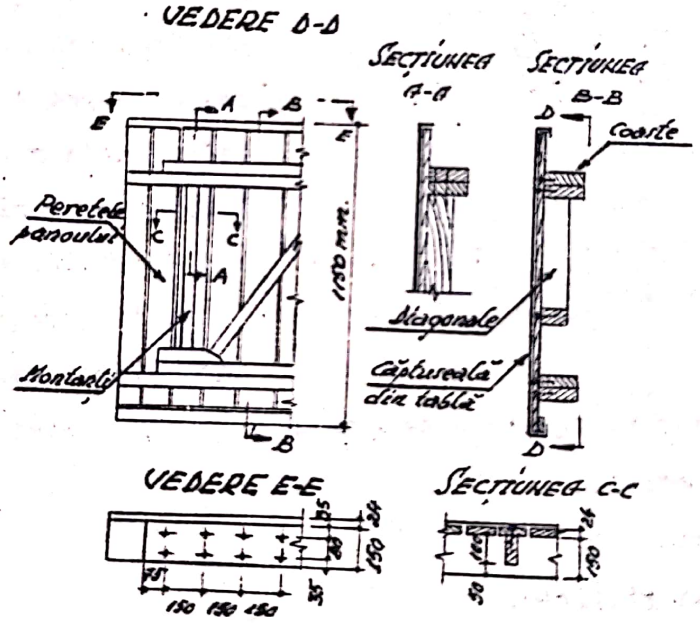


Fig. XV.4
Elementele panourilor cofrajului glisant.

Scîndurile care alcătuiesc peretele panoului se prind de scheletul panoului (coaste şi montanţi) cu cuie. De asemenea , îmbinarea elementelor care alcătuiesc scheletul panoului se realizează tot cu cuie.

Panourile se execută pe şabloane,cu toleranţe sub 1 mm.

b. Panouri din lemn şi placaj

Sînt realizate din placaj de exterior montat pe un schelet de lemn , realizat din coaste şi montanţi. Suprimarea diagonalelor şi papucilor este posibilă în acest caz, întrucît contravîntuirea scheletului panoului este asigurată de însăşi placajul care alcătuieşte peretele .

Prin eliminarea diagonalelor se obţine o mai mare libertate în amplasarea jugurilor , făcînd posibilă astfel reutilizarea panourilor la clădiri cu partiuri diferite .Se ajunge astfel la utilizarea unui cofraj glisant universal , realizat la noi în ţară încă din anul 1964 .Prin modularea dimensiunilor camerelor (celulelor) pe baza modulului de 5 cm şi a multiplilor săi ,s-au conceput trei tipuri de panouri (de cîmp,de colţ şi panouri de completare). Imbinarea se poate realiza cu eclise metalice (fig.XV.5)

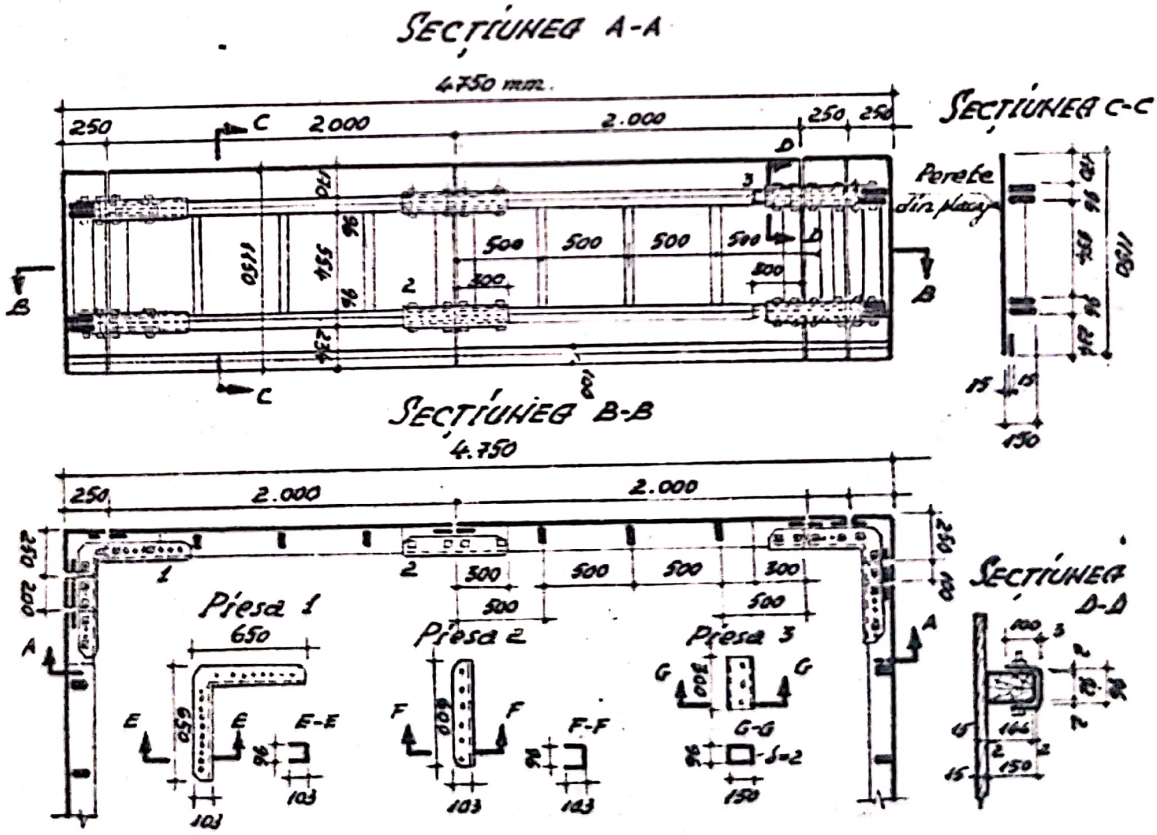


Fig. XV. 5,
Asamblarea panourilor unui cofraj universal alcătuit din lemn şi placaj.

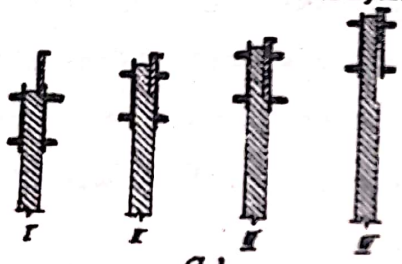
c. Panouri metalice

Se confecţionează în întregime din metal, avînd peretele din tablă de oţel de cca 2-4 mm grosime ,prinsă de obicei prin sudură, pe un schelet din profile laminate.

Sînt recomandate numai la cofraje de tip universal, întrucît cer investiţii iniţiale mari.

Pot asigura înălţimea de glisare de 1800-2000 m, ceea ce corespunde la un număr de 60-80 reutilizări la construcţii de cca. 30 m.înălţime .

Avînd o capacitate redusă de izolare termică ,prezintă dezavantajul că pot cauza unele dificultăţi la glisare , accelerînd priza în zilele toride de vară,mai ales în porţiunile expuse direct razelor solare, sau favorizînd îngheţarea betonului iarna.



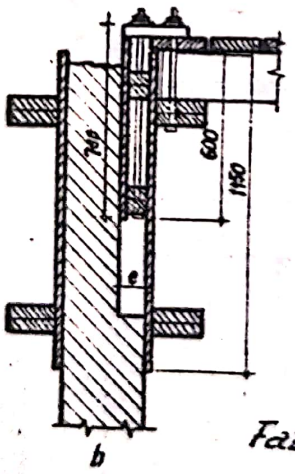
a.)
Faze de lucru.

In afară de tipurile de panouri amintite , se pot confecţiona şi panouri din lemn cu forme speciale folosite la :

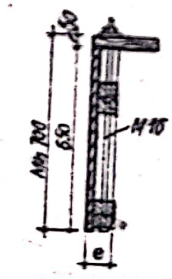
-micşorarea grosimii pereţilor (fig.XV.6),

- executarea rosturilor de dilataţie ,de tasare sau antiseismice,

-executarea



b)
Faze de lucru



c
Detaliu de panou

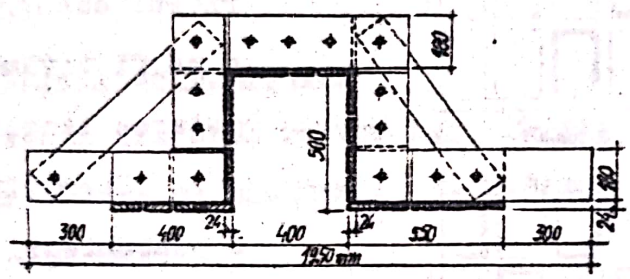
Fig. XV.6.
Panouri pentru îngustarea pereţilor.

de profiluri verticale sau stîlpi care ies din planul general al

peretelui (fig.XV.7)

- separarea în timpul turnării , a straturilor de beton din care este alcătuit peretele , atunci cînd betonul din straturi este de calitate diferită ,

- realizarea unor suprafeţe din beton aparent, prin utilizarea de panouri matriţă introduse în cofraj şi care rămîn pe loc după trecerea cofrajului glisant ; pînă la întărirea betonului.



Panou de cofraj pentru realizarea unui stîlp în cîmpul faţadei.

Fig. XV.7.

Asamblarea panourilor pe conturul pereţilor se face prin îmbinarea coastelor , cu ajutorul unui material mărunt de asamblare (şuruburi, eclise ,şaibe,piuliţe , bride, etc..)

Montarea panourilor cofrajului glisant se poate face numai după terminarea tuturor operaţiilor legate de executarea fundaţiei construcţiei.

In vederea asigurării unei calări corespunzătoare a cofrajului glisant , trebuie să se asigure o orizontalitate perfectă a suprafeţei de montaj .

Orizontalitatea suprafeţei de montaj se poate obţine cu ocazia executării izolaţiei hidrofuge a fundaţiei pereţilor portanţi, atunci cînd ea se realizează dintr-un strat de mortar de ciment cu adaos hidrofug , avînd grosime de 5 - 10 cm .Acest strat de montaj se toarnă înainte de montarea cofrajului ,sau, în cazul în

care este asigurată orizontalitatea cofrajului ,se poate turna pe fundul cofrajului glisant , la umplerea lui.

Inainte de începerea montării panourilor, trebuie trasată cu mare exactitate partea inferioară a cofrajului .

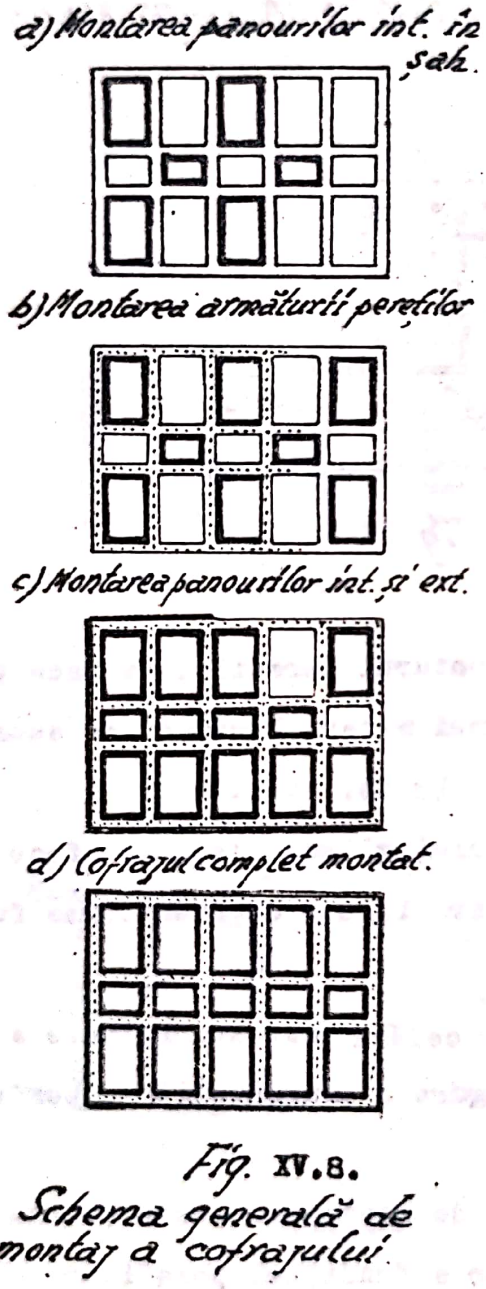


Fig. XV.8.
Schema generală de montaj a cofrajului

Trasarea şi verificarea axelor se va face cu ajutorul unor reperi ficşi betonaţi şi amplasaţi în exteriorul construcţiei pentru a nu fi influenţaţi de executarea lucrărilor .

Operaţiile de montare a panourilor se desfăşoară în următoarea ordine:

- montarea panourilor interioare ,făcîndu-se o prindere provizorie a lor . Montarea se face astfel încît peretele să rămînă deschis pe una din părţi (montarea în şah)(fig.XV.8.a),

- montarea primului tronson de armătură , în prelungirea mustăţilor lăsate în fundaţie (sau planşeu) legîndu-se la fiecare intersecţie (fig.XV.8.b),

- executarea zidăriei din plăci termoizolante la pereţii exteriori,

- montarea celorlalte panouri interioare pe conturul pereţilor (fig.XV.8.c).

- montarea panourilor exterioare (fig.XV.8.d) ,

- fixarea definitivă a panourilor prin îmbinarea coastelor cu buloane,

- montarea de contravîntuiri de colţ (colţari) pentru asigurarea indeformabilităţii colţurilor cofrajului,

- montarea distanţierilor pentru menţinerea poziţiei corecte a armăturii în timpul glisării,

- fixarea pe panourile cofrajului glisant a panourilor separateare , ghidajelor pentru plăcile termoizolante ,etc..

15.1.2. Tijele de susţinere

Se realizează din oţel rotund de calitate superioară ,avînd rezistenţa la întindere de minimum 44oo daN/cm^2 , cu diametrul variind între 25 - 32 mm.

Rolul lor este de a prelua întreaga sarcină dată de cofrajul glisant şi a o transmite direct la fundaţia construcţiei pe care se reazemă , sau la partea inferioară a peretelui deja întărit.

Incărcarea este transmisă tijelor prin intermediul verinelor de căţărare . Pe măsura ridicării cofrajului se procedează în acelaşi timp , la înălţarea tijelor.

Inădirea tijelor de susţinere se poate face astfel :

- prin sudură,atunci cînd ele urmează să rămînă încorporate în beton, putînd fi deci folosite şi ca bare de rezistenţă în structure de beton armat a construcţiei ,

- prin înşurubare cap la cap , cu ajutorul unor găuri filetate date la capete şi a unor ştifturi filetate (fig.XV.9).

Această ultimă soluţie se foloseşte ori de cîte ori se urmăreşte recuperarea tijelor după terminarea glisării. Recuperarea lor este posibilă numai dacă se iau măsuri care să evite lipirea betonului de tije. In acest scop se folosesc ţevi metalice sau din material plastic PVC care căptuşesc tijele .Aceste ţevi se

numesc teci şi au lungimi de (1,5o - 1,7o) m. Ele sînt fixate sub

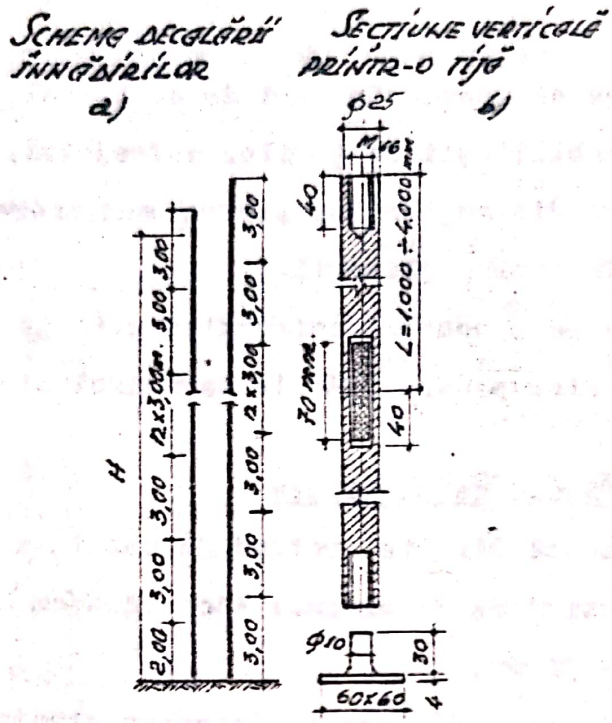


Fig. XV.9.
Înnădirea tijelor de susţinere

jugurile cofrajului glisant (fig.XV.1o) şi odată cu mişcarea în sus a cofrajului , lasă în urma lor goluri cilindrice în pereţii de beton .Diametrul golurilor trebuie să fie mai mare cu 3 - 5 mm decît cel al tijelor.

Flambajul tijelor este împiedecat şi de această dată de betonul din pereţi.

In scopul evitării înădirii tijelor în secţiuni cuprinse în acelaşi plan orizontal, primele tije utilizate trebuie să aibă lungimi cît mai diferite , cuprinse între (1,5o - 4,oo)m. Odată asigurat acest decalaj , se pot folosi în continuare tije de aceeaşi lungime.

Tijele utilizate nu trebuie să aibă defecte (curburi, bavuri, teşituri , etc..) , iar capetele vor trebui să fie perfect

perpendiculare pe axul longitudinal.

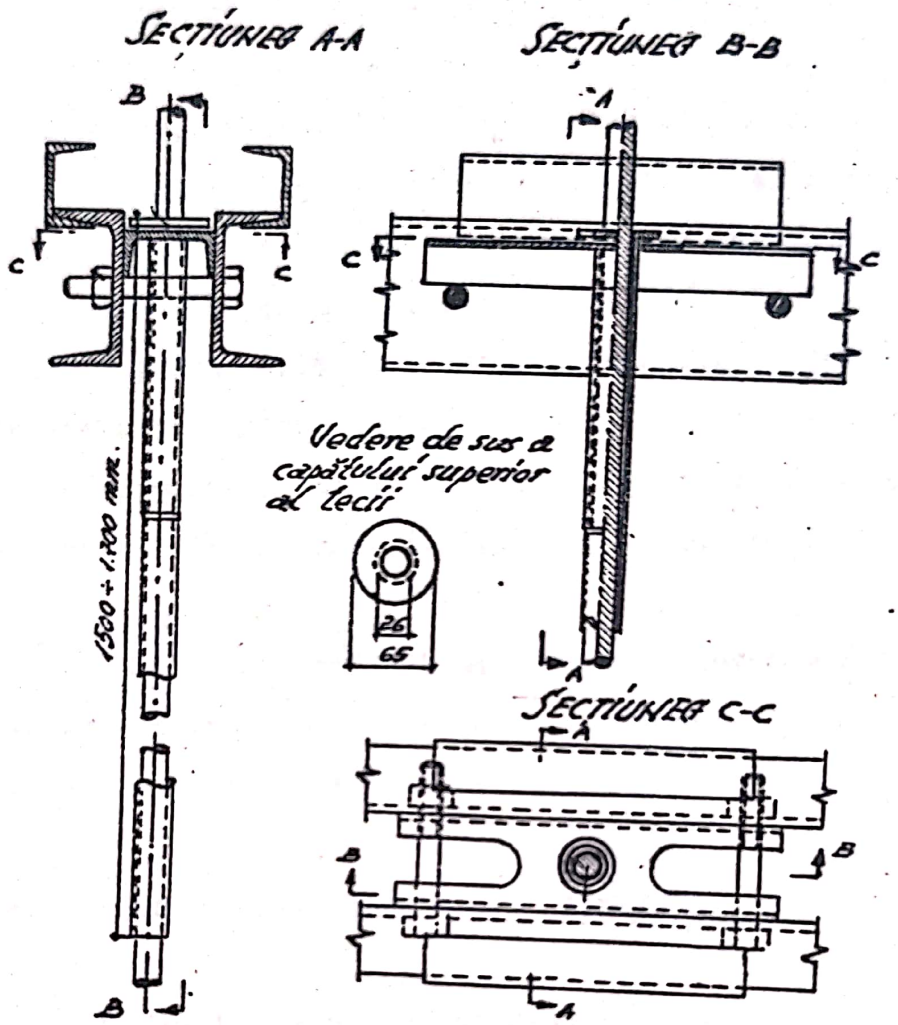


Fig. XV.1o
Teacă pentru recuperarea tijelor de susținere și suportul ei.

15.1.3. Jugurile

Prin montarea jugurilor se obține legătura între panourile cofrajului glisant.

Sînt alcătuite din doi montanți verticali , care se montează de o parte și de alta a cofrajului glisant și care susțin panourile .Montanții sînt solidarizați la rîndul lor , cu una sau două traverse orizontale , dispuse la partea superioară , astfel încît

să nu permită nici un fel de rotiri sau deplasări faţă de traversă .In schimb, îmbinarea între montanţi şi traversă se face astfel încît să permită reglarea distanţei între montanţi.

Sistemul de bare care alcătuiesc jugurile formează un cadru rigid , agăţat de dispozitivele de ridicare ,permiţînd antrenarea pe verticală a cofrajului în timpul glisării.

In afară de ridicarea cofrajului , jugurile au şi rolul de a împiedeca deplasarea laterală a panourilor de cofraj ,deplasare care ar putea fi produsă de împingerea betonului proaspăt turnat . Dimensionarea jugurilor trebuie făcută astfel încît ele să fie capabile să preia toate solicitările maxime care pot apare în exploatare , fără depăşirea deformaţiilor admisibile(săgeţi de maximum 2 mm) .

După modulul de acţionare distingem :

- juguri portante , sînt cele prevăzute cu una sau mai multe verine , funcţie de încărcarea ce le revin şi de grosimea peretelui,

- juguri neportante , sînt denumite jugurile care nu au verine.

Jugurile se amplasează la distanţe variind între (1,5o - - 2,5o)m., funcţie de încărcarea lor capabilă şi de posibilitatea de amplasare a tijelor de susţinere , în afara golurilor de uşi şi ferestre .

După materialele din care sînt confecţionate se cunosc :

a.Juguri de lemn

Sînt utilizate la construcţiile izolate ,cu suprafeţe în plan foarte mici (ex.: coşuri de fum, castele de apă, pile de poduri etc...) . Pot fi acţionate de vinciuri manuale cu şurub . Au dezavantajul că după 3-4 refolosiri nu mai pot asigura o precizie suficientă de execuţie din cauza uzurii pronunţate.

Jugurile confecţionate din lemn sîn alcătuite din : (fig.XV.11).

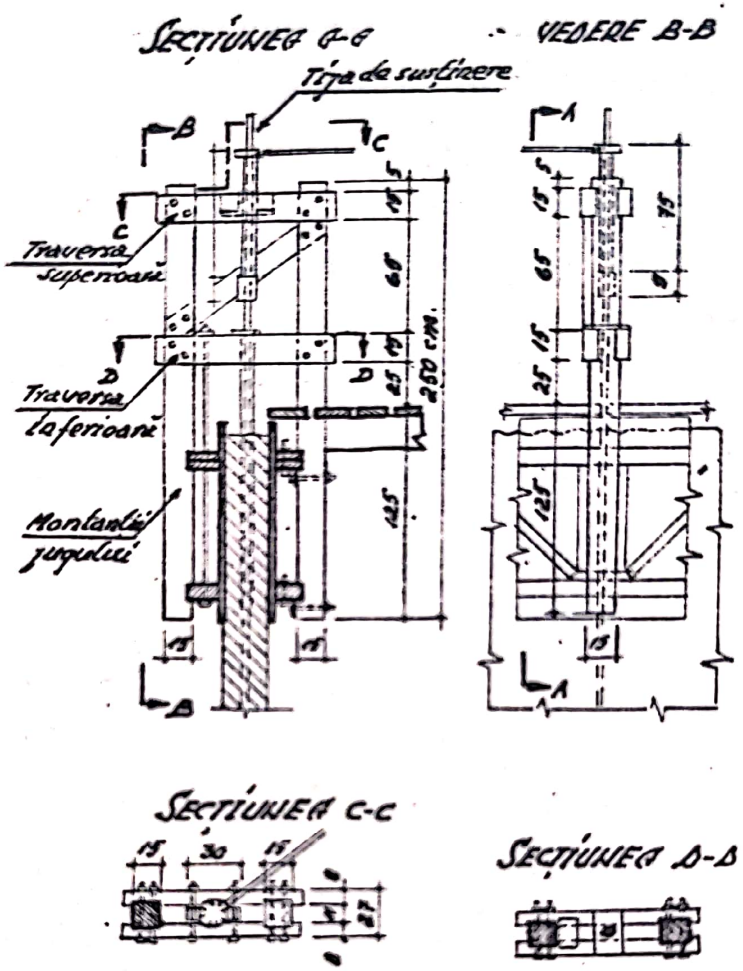


Fig.XV.11
Jug de lemn.

- doi montanţi verticali ,

- traverse (moaze) orizontale : două superioare şi două inferioare,

- diagonală pentru contravîntuirea montanţilor,

- cricul cu surub , care se prinde de traversa superioară,

- cornierele , prinse de montanţi , pentru susţinerea coastelor panourilor , sau bulosne-tirant pentru susţinerea coastelor.

b.Jugurile metalice

Intregul cadru care formează jugul este realizat din metal. Sînt utilizate pe scară largă în cazurile cînd se folosesc verine hidraulice, pneumatice, mecanice sau electromecanice.

Jugurile metalice sînt prevăzute cu piese speciale, care permit montarea consolelor de susţinere a platformelor superioare de lucru. Ele constituie piese de inventar.

Principalele tipuri de juguri metalice folosite în prezent sînt următoarele :

Tipul " Interconsult "

Jugul este realizat dintr-un cadru metalic alcătuit din : (fig.XV.12)

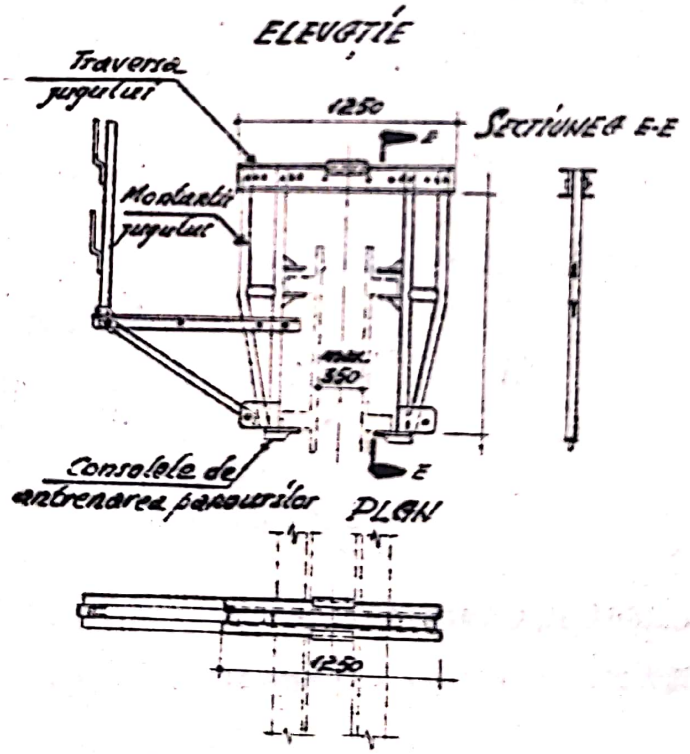


Fig. XV.12
Jug tip „ Interconsult "

- montanţi, din ţevi ϕ 50 sudate , prevăzuţi cu cîte două console pentru antrenarea panourilor de cofraj ,

- traversa, realizată din două profile laminate U_{12} ,

avînd la partea superioară două ghiare de care se prinde talpa verinei .

Distanţa între montanţi este reglabilă , prin mutarea din 5 în 5 cm a bolţurilor cu care se prind montanţii de traversă, în găurile amenajate în acest scop.

Se pot realiza astfel pereţi cu grosimea variind între 10 şi 35 cm.

Tipul " Concretor -Prometo " (fig.XV.13)

Datorită faptului că se poate asigura o reglare continuă a stanţei dintre montanţi ,aceste juguri se pot utiliza la cofraje

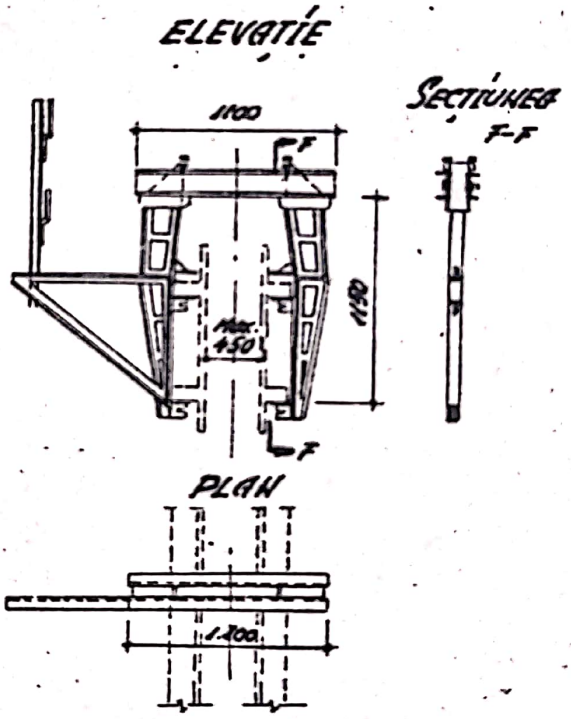


Fig. XV.13.
Jug tip „Concretor-Prometo"

cu care se realizează pereţi de 10 - 45 cm grosime .

Fixarea montanţilor de traversă se face cu un şurub şi două tălpi orizontale prevăzute la fiecare montant .

Acest tip de jug prezintă şi avantajul că poate fi utilizat atît la cofraje cu panourile confecţionate din lemn cît şi la cele

cu panouri metalice .

Cadrul metalic din care este realizat jugul este alcătuit din :

- montanţi din profile laminate ,
- traversa din două profile U_{12} dispuse tot la partea superioară a jugului.

Tipul german (fig.XV.14)

Faţă de celelalte tipuri de juguri amintite, prezintă următoarele avantaje :

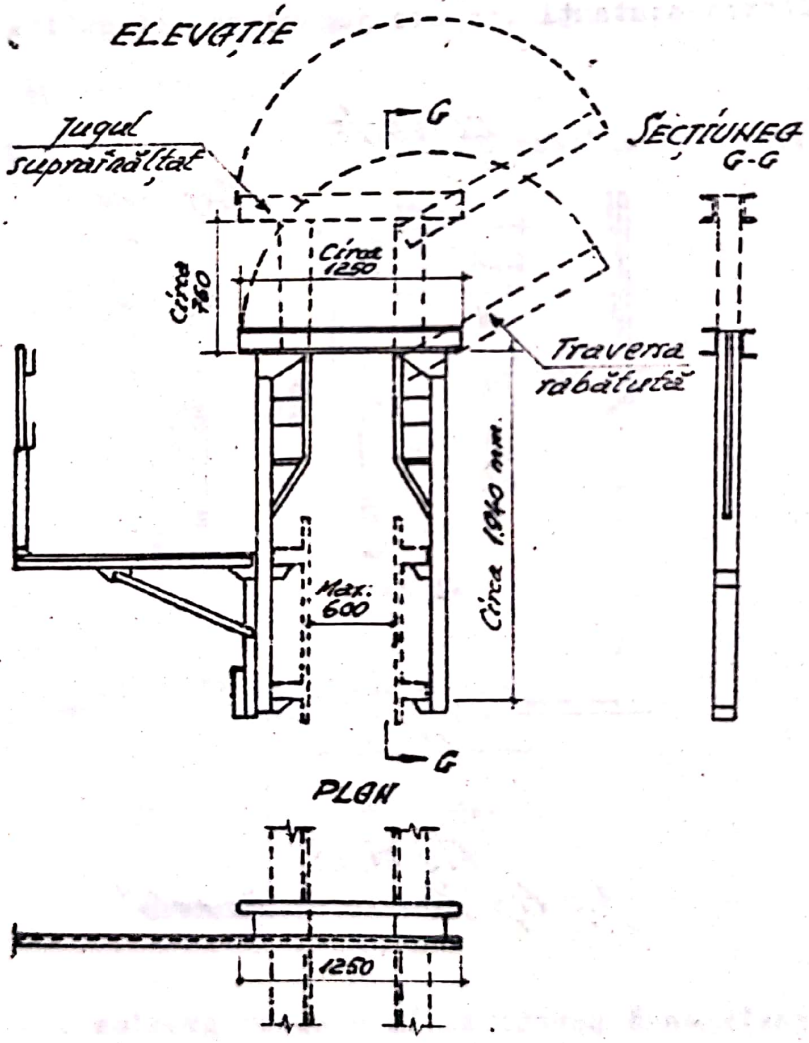


Fig. XV.14
Jug german.

- are o înălţime liberă mare între partea inferioară a traversei şi podina de lucru (cca 86 cm), permiţînd şi realiza-

rea de grinzi de orice lungime şi cu înălţimea maximă de 1,2o m ,

- are traverse rabatabilă , permiţînd astfel introducerea direct în cofraj , cu ajutorul unei macarale , atît a carcaselor de armături gata asamblate la sol cît şi a unor elemente prefabricate din beton armat,

- poate fi utilizat în condiţii foarte variate,permiţînd glisarea elementelor de construcţie (pereţi, grinzi, stîlpi, etc...) cu grosimi de maximum 6o cm.,

- permite amplasarea verinelor şi tijelor , atît pe mijlocul peretelui , cît şi în exterior, pe ambele părţi laterale, în cazul în care se foloseşte un eşafodaj metalic sub formă de turn, sprijinit pe sol,

- permite montarea ramelor de goluri chiar pe amplasamentul jugurilor ,

- este echipat cu o verină hidraulică ,care permite executarea pe loc a unor mişcări scurte de ridicare şi coborîre, evitînd astfel aderarea betonului de cofraj, la întreruperea glisării.

Intrucît în anumite zone dificile (colţuri, intersecţii de pereţi , etc) nu se pot monta comod juguri obişnuite în toate punctele necesare pentru susţinerea şi antrenarea panourilor de cofraj, s-au conceput juguri speciale în formă de Y sau X ,care prind direct colţurile panourilor .(fig.XV.15).

Aceste juguri speciale se deosebesc de celelalte , în ceea ce priveşte :

- forma şi numărul traverselor , realizîndu-se trei braţe la jugurile în formă de Y şi patru braţe la cele în formă de X,

- numărul montanţilor .

O altă soluţie pentru realizarea acestor situaţii este folosirea în locul jugurilor speciale, a unor grinzi de antrenare pentru suspendarea coastelor panoului în aceste zone. Grinzile

de antrenare se reazemă pe jugurile portante cele mai apropiate , fiind acţionate cu ajutorul unor tiranţi metalici.

Se pot confecţiona din :

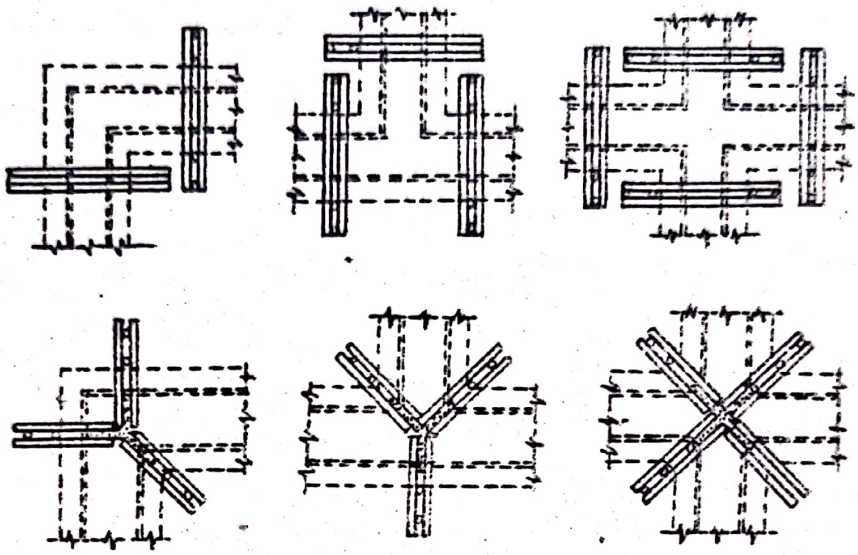


Fig. XV.15
Dispoziţia jugurilor la diferite forme de pereţi.

- metal , realizate cu secţiune tubulară - dreptunghiulară pentru a permite trecerea tijelor,

- lemn , cu secţiuni 1o x 17 cm sau 1o x 2o cm şi lungimi între (2,oo - 3,oo) m.

Montarea jugurilor reclamă executarea următoarelor operaţii:

- trasarea pe cofrajul glisant a poziţiei jugurilor , conform planurilor de execuţie ,

- montarea montanţilor prin fixarea lor provizorie cu pene şi cuie , perpendicular pe cosstele panourilor,

- fixarea montanţilor cu ajutorul bolţurilor şi şuruburilor , de traversele jugului , verificîndu-se la fiecare jug ,atît orizontalitatea traverselor în ambele direcţii cît şi verticalitatea montanţilor,

- centrarea perfectă a jugurilor faţă de axa peretelui ,

- împănarea coastelor în montanţii jugurilor, împiedecîndu-se astfel deplasarea laterală a coastelor ; împănarea suporţilor jugurilor (superiori şi inferiori) sub coaste.Impănarea se face în toate ocaziile cu pene de lemn,

- montarea consolelor de susţinere a platformelor de lucru,

- fixarea definitivă , cu ajutorul cuielor , a montanţilor jugurilor de coastele panourilor , după ce s-a făcut în prealabil o ultimă verificare a înclinaţiei panourilor de cofraj.

15.1.4. Platformele de lucru

Sînt necesare pentru executarea tuturor operaţiilor legate de turnarea pereţilor , fiind situate atît la exteriorul cît şi la interiorul construcţiei (fig.XV.16 şi fig.XV.17).

Se construiesc pe două niveluri diferite :

- Platforme superioare
- Platforme inferioare

a.Platformele superioare

Se prind direct de panourile de cofraj .Sînt folosite pentru depozitarea materialelor şi utilajelor, montarea armăturilor ,transportul şi turnarea betonului , îndesarea betonului , montarea rameior pentru goluri , circulaţia oamenilor etc..

Sînt prevăzute din loc în loc cu chepenguri de 7o x 8o cm unde se montează scări simple din lemn sau metal, pentru asigurarea coborîrii pe platformele inferioare .

Platformele superioare exterioare se pot elimina la construcţiile de locuinţe , reducînd în acest mod o parte din momentele de răsturnare , care cauzează multe neajunsuri cînd nu se iau măsuri speciale. In acest caz panourile exterioare ale cofrajului glisant se fac mai înalte cu (1o - 15) cm decît cele interioare , pentru

a evita căderea betonului în timpul turnării lui cu lopata în cofraj.

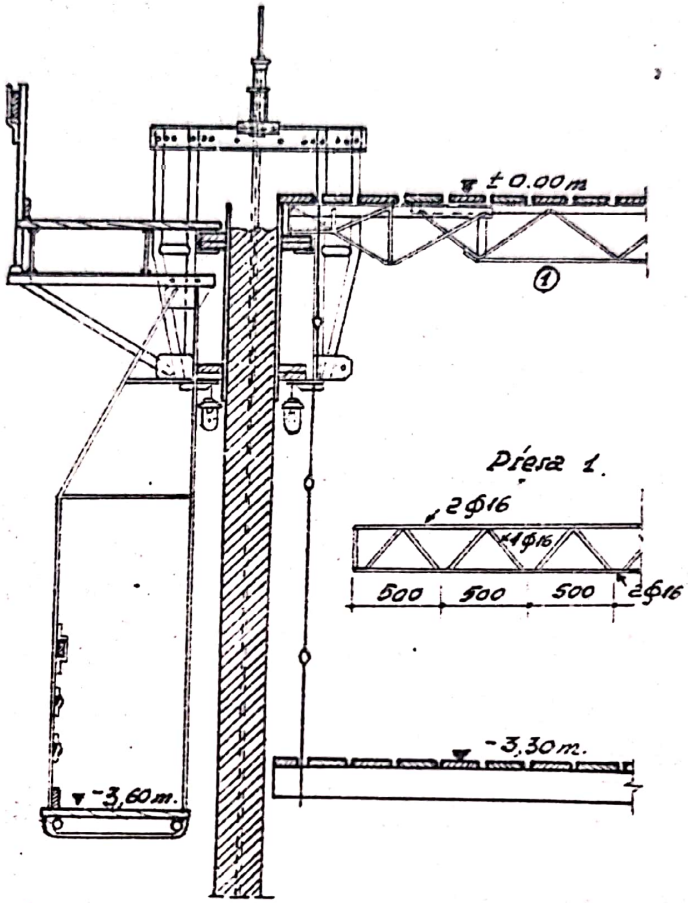


Fig. XV.16
Secțiune verticală printr-un cofraj glisant având platformele de lucru susținute cu diferite piese metalice.

b. Platformele inferioare

Sînt suspendate cu bare de oțel (sau cu lanțuri) de platformele superioare , la (3,5o - 4,oo) m mai jos .Pentru evitarea balansării lor , ele se propteso de coastele panourilor de cofraj sau de consălele jugurilor .Platformele inferioare servesc pentru circulația oamenilor , în vederea examinării betonului rezultat după glisarea cofrajului, remedierea eventuală a defectelor,demontarea ramelor și cutiilor de goluri , executarea finisajelor la pereți ,etc..Ridicarea pe platformele superioare se face pe scările

prevăzute în acest scop .

Platformele de lucru se realizează din următoarele elemente principale:

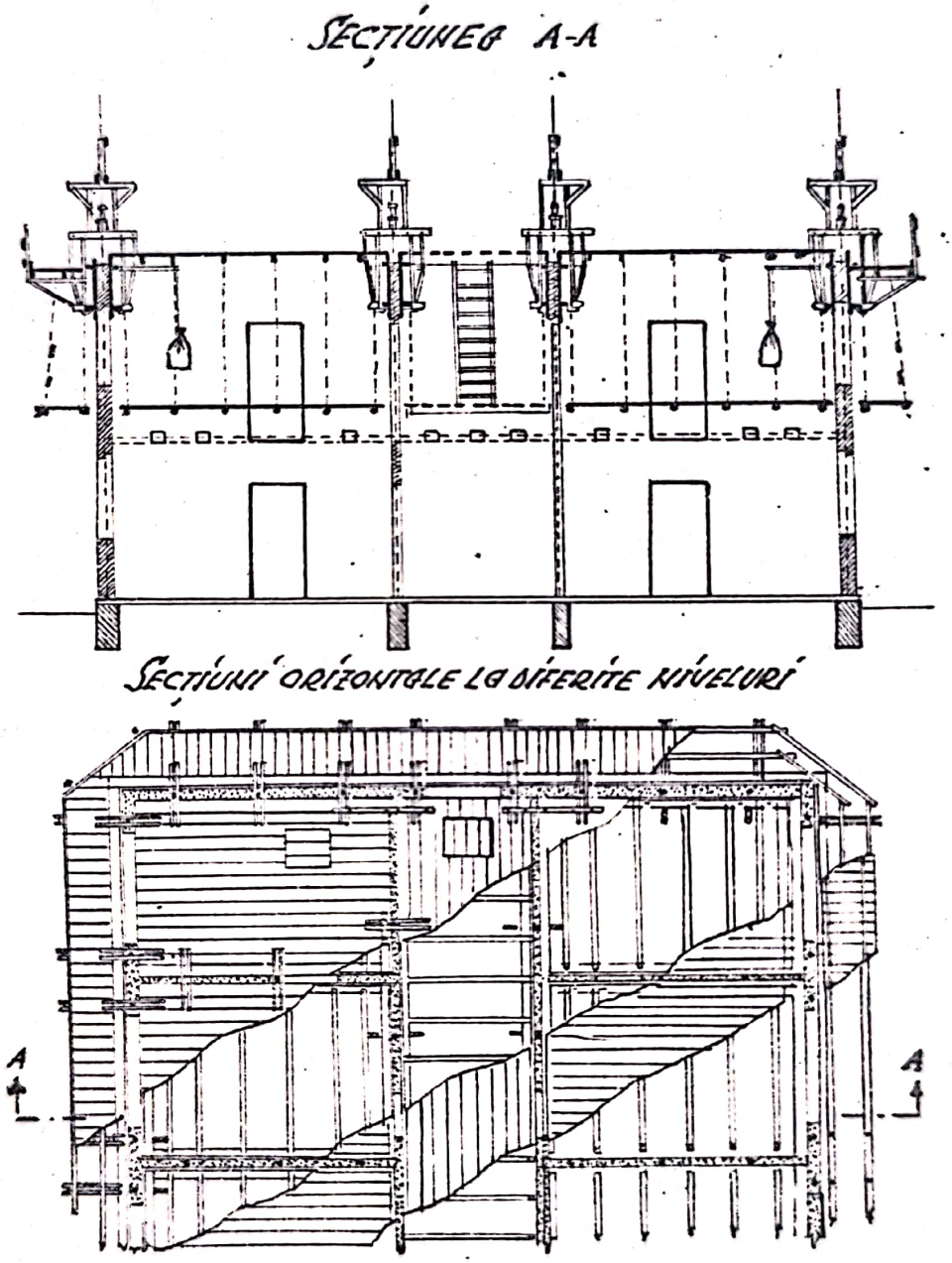


Fig. XV.17
Alcătuirea platformelor de lucru în sistem continuu, la cofraje glisante.

- scheletul de rezistenţă ,
- podinele ,
- parapetele .

Scheletul de rezistenţă are rolul de a susţine podinele platformelor .Se confecţionează din grinzi de lemn sau din grinzi cu zăbrele , de lemn sau metal.

Podinele se confecţionează din lemn , sub forma de panouri demontabile , cu rosturi minime (4 - 6)mm ; pentru a permite umflarea liberă a lemnului datorită umidităţii .Toate golurile mai mari de 2 cm ,care pot exista în podine , vor fi închise cu fîşii din tablă prinse în cuie ,pentru a se evita căderea accidentală de la înălţime , a unor scule sau materiale.

Parapetele se montează la toate platformele care mărginesc goluri mai late de 15 cm , în vederea eliminării pericolului de accidente . Din acelaşi motiv , platformele de lucru trebuie confecţionate din materiale de bună calitate , avînd îmbinările îngrijit executate , fiind capabile să preia toate solicitările care apar în exploatare.

15.1.5. Instalaţia de ridicare a cofrajului glisant.

Dispozitivele de ridicare se numesc, în general , verine sau cricuri . Ridicarea întregului ansamblu al cofrajului glisant, cu toate instalaţiile , oamenii şi materialele aflate pe el ,se face prin căţărarea cricurilor pe tijele metalice, sau , uneori , pe grinzi speciale.

Cricurile pot fi acţionate :

- manual (ex: cricuri cu şurub, cu pîrghii , cricuri sistem Dyckerhoff şi Widmann etc ..) ,
- de energia furnizată de maşini (cricuri pneumatice , cricuri hidraulice) .

Cricuri acționate manual

a.Cricuri cu șurub

Sînt utilizate la lucrări care au dimensiuni mici în plan. Ele se montează pe juguri de lemn .Cricul cu șurub este alcătuit din următoarele piese : (fig. XV.18),

- piuliță-flanșă ,

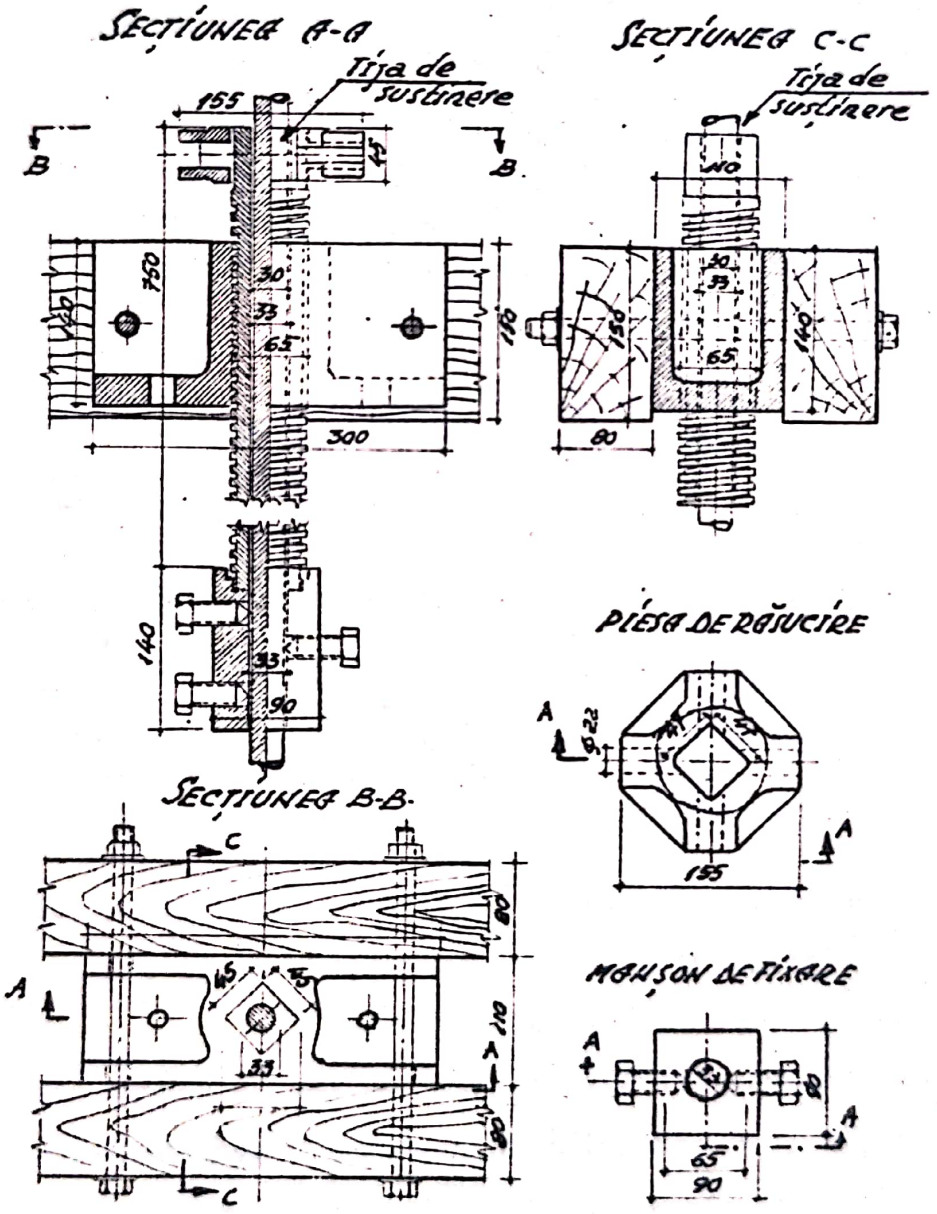


Fig. XV.18

Cric cu șurub acționat manual.

- axul filetat
- piese de răsucire ,
- manşonul de fixare.

Acţionarea cricului cu şurub se face prin intermediul pîrghiei introdusă în una din cele patru găuri dispuse în cruce , reclamînd din acest motiv un efort fizic destul de mare.

b.Cricuri cu pîrghii (sistem Mac Donald - Klotz)fig.XV.19.

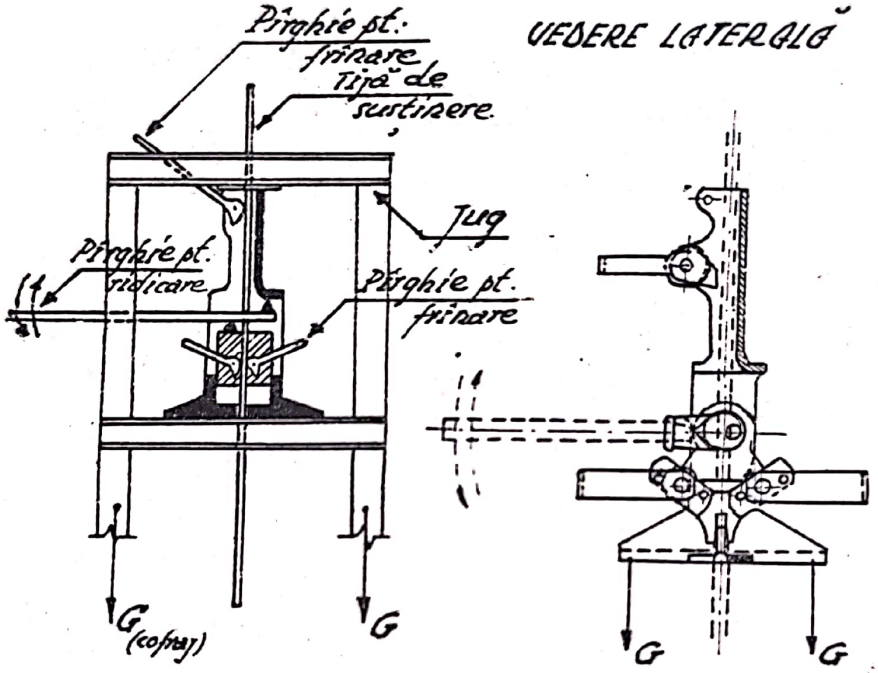


Fig. XV.19
Cric cu pîrghii, sistem Mac Donald-Klotz.

Căţărarea cricurilor pe tijă se face prin mişcări mici şi repetate , în"pas de pelerin" , ridicîndu-se la fiecare ciclu cu 5 mm şi apoi coborînd imediat cu 3 mm.

Aceste mişcări alternative reclamă un consum sporit de energie, dar prezintă avantajul că produc o compactare suplimentară a betonului.

c. Cricuri sistem Dyckerhoff si Wydmann (fig.XV.2o)

Foloseşte principiul de căţărare pe tije ,ridicarea la

fiecare cursă fiind de 6 cm . Cățărarea pe tijă , se face prin intermediul a două ghiare , realizate din excentrice cu dinți, prevăzute cu contragreutăți .Ghiara superioară este legată de cea inferioară cu ajutorul unor bare articulate , dispuse în formă de romb , puse în mișcare de un șurub acționat de o roată gen manivelă.

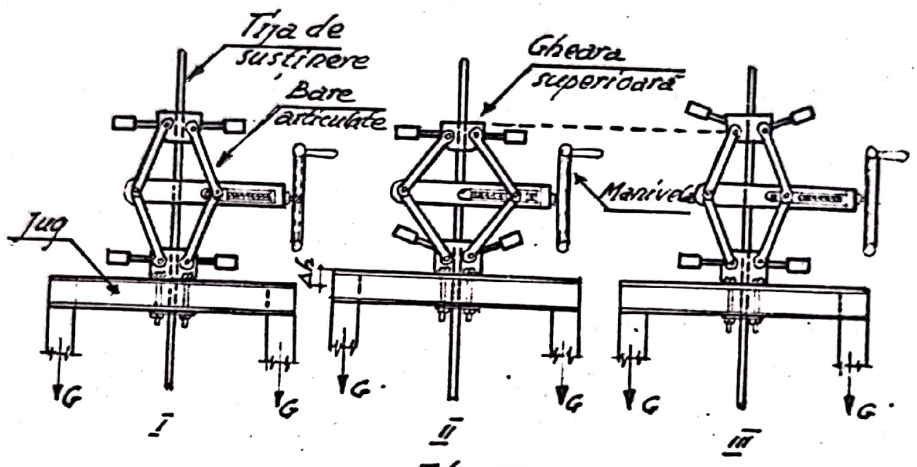


Fig. XV.20
Cric sistem Dyckerhoff-Wydmann
(trei poziții succesive)

Cricuri acționate de energia furnizată de mașini.

a.Cricuri pneumatice (fig.XV.21)

Prezintă avantajul că se pot cățăra simultan prin comandă centralizată . Cățărarea se face pe tije din oțel cu diametrul de 26 mm , fiind acționate cu aer comprimat, furnizat de un moto - compresor la presiunea de 5 - 6 atmosfere. Aerul comprimat ajunge la cric prin țevile metalice și tuburile flexibile de cauciuc , care asigură legătura cu sursa de debitare.

b.Cricuri hidraulice

Sînt cunoscute sub denumirea de verine . In prezent sînt utilizate pe scară largă pe șantierele din țara noastră.

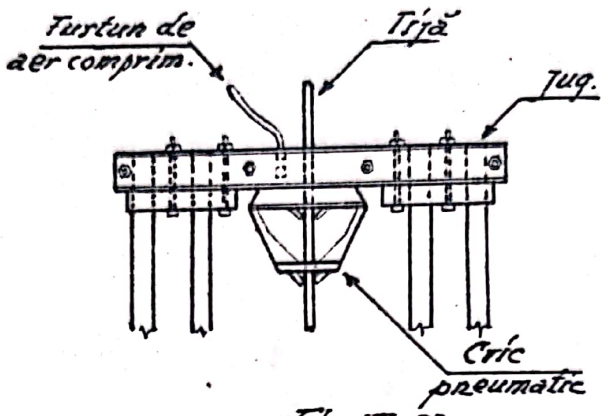


Fig. XV.21
Cric pneumatic.

Intreaga instalaţie de ridicare hidraulică mai cuprinde în afară de verine şi următoarele elemente principale (fig.XV.22)

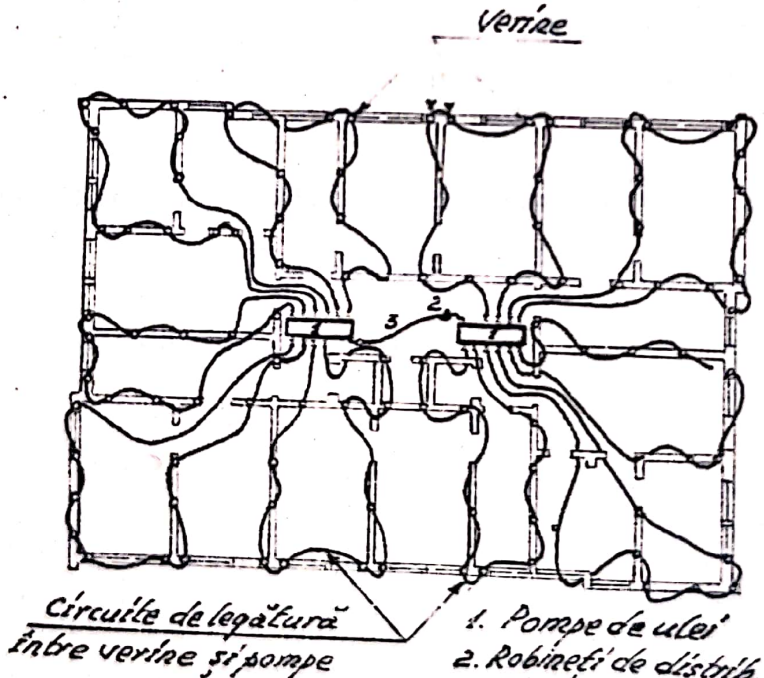


Fig. XV.22
Schema instalaţiei de ridicare hidraulică a cofrajelor glisante.

- pompele de ulei , acţionate electric, au rolul de a împinge uleiul în instalaţia de ridicare şi de a mări presiunea în toată reţeaua pînă la valoarea necesară punerii verinelor în funcţiune.

- circuite de legătură între verine şi pompe , realizate din furtun de cauciuc armat cu plasă metalică , sau din conducte de legătură metalice,

- circuite de legătură directă între pompe.

In România se folosesc în prezent următoarele două tipuri de instalaţii hidraulice de ridicare a cofrajelor glisante:

Tipul Interconsult

Fiecare verină folosită la acest tip de instalaţie este alcătuită din : (fig.XV.23)

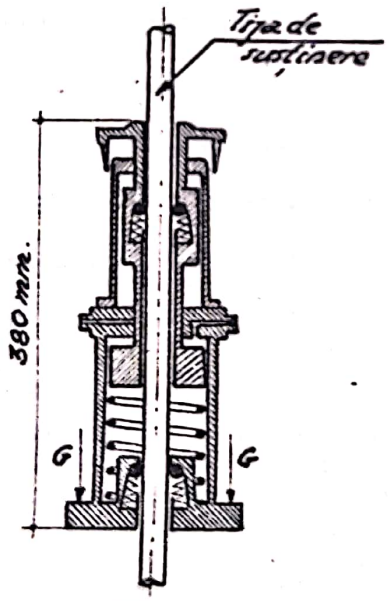


Fig. XV.23 Verină hidraulică cu bile, tip „Interconsult"

- corpul de pompă , având la partea inferioară un rebord pentru agăţarea jugului de susţinere a cofrajului glisant, iar la partea superioară un canal pentru intrarea uleiului ,la care se racordează furtunurile de legătură.

- un piston cu corpul găurit ,prin care se trece tija de susţinere.

- un resort puternic, situat sub piston , pentru readucerea acestuia în poziţia iniţială.

Cătărarea se realizează cu ajutorul unor ghiare cu bile , una situată la partea superioară a corpului pistonului iar cealaltă

la partea inferioară a corpului de pompă ,care nu permit decît mişcarea verinei în sus.

Instalaţia funcţionează în momentul în care pompele de ulei acţionate electric, ridică presiunea uleiului la 6o - 8o atmosfere ,care este transmisă prin intermediul circuitelor de legătură la verinele respective, iar acestea antrenează în sus cofrajul glisant odată cu cătărarea lor pe tijele de susţinere .La fiecare circuit care pleacă de la o pompă , pot fi legate în serie 8 - 15 verine, funcţie de lungimea circuitului aceeaşi pompă putînd acţiona un număr de 8o - loo verine.

Sarcina maximă de exploatare care revine unei verine,este bine să nu depăşească 2,7 tf, (27 KN) fiind condiţionată de sarcina maximă pe care o poate suporta tija pentru a nu flamba ,deşi capacitatea maximă de ridicare a unei verine obişnuite este de 3- - 5 tf. (3o - 5o KN).

La construcţiile mai mici la care ar rezulta ca fiind suficientă utilizarea unei singure pompe de ulei, se va monta totuşi alăturat o pompă de rezervă , capabilă să intre imediat în funcţiune la caz de nevoie. Atunci cînd ridicarea cofrajului necesită utilizarea a două sau mai multe pompe , se prevede un circuit suplimentar de legătură directă între pompe,care să poată suplini oricare din pompele defecte.

Ţinînd seama de ritmul mediu normal de 5 - 8 ridicări pe oră, în decursul a 24 ore de lucru continuu , cofrajul glisant se poate ridica cu (2,5o - 3,oo) m...

Tipul Concretor - Promete

Această instalaţie de ridicare funcţionează pe baza aceluiaşi principiu ca şi la instalaţia de tip Inter consult .Deosebirea constă în faptul că la această instalaţie se utilizează conducte de legătură metalice , întrucît pompele lucrează la presiuni mari , cuprinse între loo - 2oo at., fiind echipată cu un tablou

central care comandă automat ridicările la intervale de timp stabilite .

In ceea ce priveşte verinele utilizate la această instalaţie întrucît nu au pasul reglabil , se poate ajunge la un decalaj de nivel între ele . Remedierea situaţiei se face cu ajutorul unor pompe mici de mînă , folosite pentru ridicarea la acelaşi nivel a celor care întîrzie în timpul ridicării , iar cele care au tendinţa de a o lua înaintea celorlalte pot fi oprite la nivelul dorit. cu ajutorul unor indicatoare fixate pe tije.

La aceste verine ghiarele de cătărare sînt alcătuite din fălci (bacuri) , care nu permit decît mişcarea verinei în sus. Dispozitive speciale de blocare a verinelor pe tije intră în funcţiune la orice tendinţă de mişcare a lor în jos.

Verinele folosite la acest tip de instalaţie au o forţă de ridicare pînă la 6 tf. şi sînt fabricate pentru tije cu diametrul de 25 mm sau de 28 mm.

— . —

Pentru acţionarea cofrajului glisant avînd juguri de tip german (cu traversa superioară rabatabilă) se poate folosi verina germană KG - II.A , care nu diferă prea mult nici ca alcătuire, nici ca mod de funcţionare , de tipurile folosite la instalaţiile descrise mai sus .

15.1.6. <u>cadrele şi suporţii de susţinere</u>

Susţinerea şi ghidarea armăturilor verticale din pereţi, depozitarea celor care urmează a fi montate , precum şi susţinerea diferitelor instalaţii (electrice , de ulei, de nivel) este asigurată de un sistem de elemente , confecţionate de obicei din lemn , asamblate între ele şi montate deasupra cofrajului glisant, alcătuite din : (fig.XV.24)

- <u>cadre de susţinere</u> , montate deasupra jugurilor în acelaşi plan cu ele, fiind dimensionate astfel încît să poată prelua greu-

tatea armăturii, a cablurilor şi a tijelor depozitate în vederea montării lor,

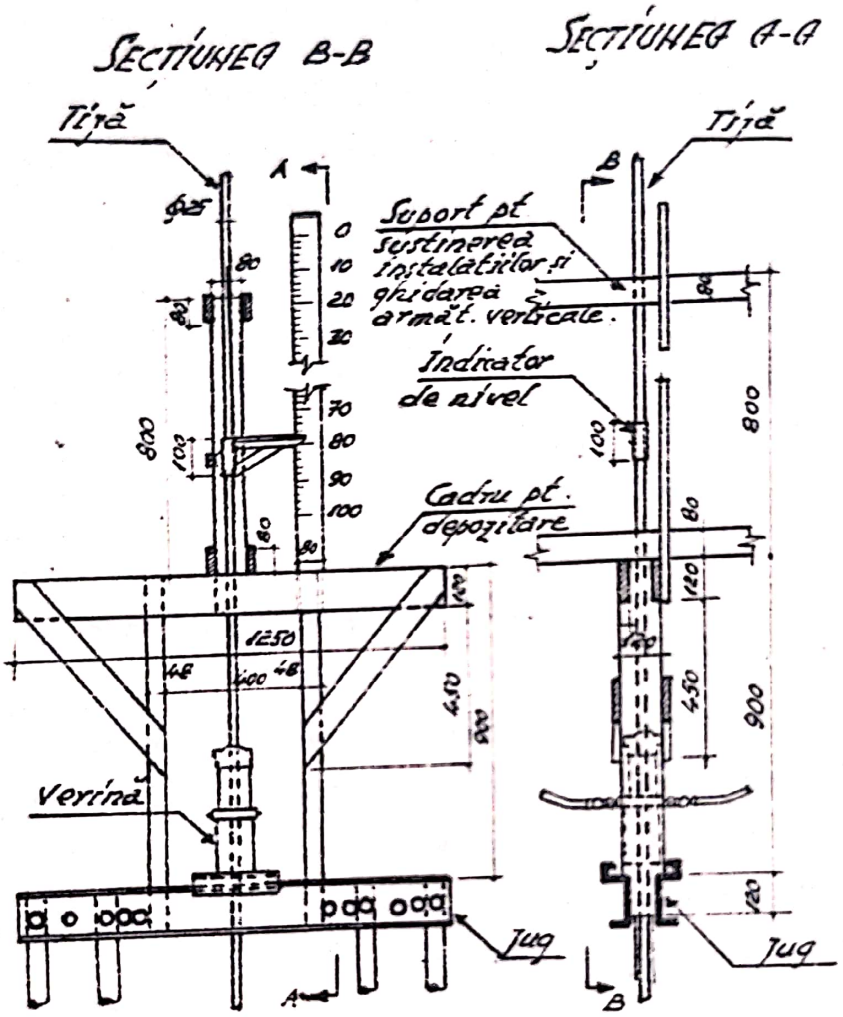


Fig. XV.24

Cadre şi suporţi pentru susţinerea armăturilor şi instalaţiilor

- <u>suporţi</u>, care se reazemă pe cadrele de susţinere şi sînt dispuşi în lungul pereţilor. Sînt formaţi din bare orizontale şi au rolul de a susţine instalaţiile, şi de a ghida armăturile verticale montate. Poziţia armăturilor se trasează vizibil pe suporţi, bătîndu-se cuie care se îndoaie, formînd ochiuri prin care trec barele de armătură montate.

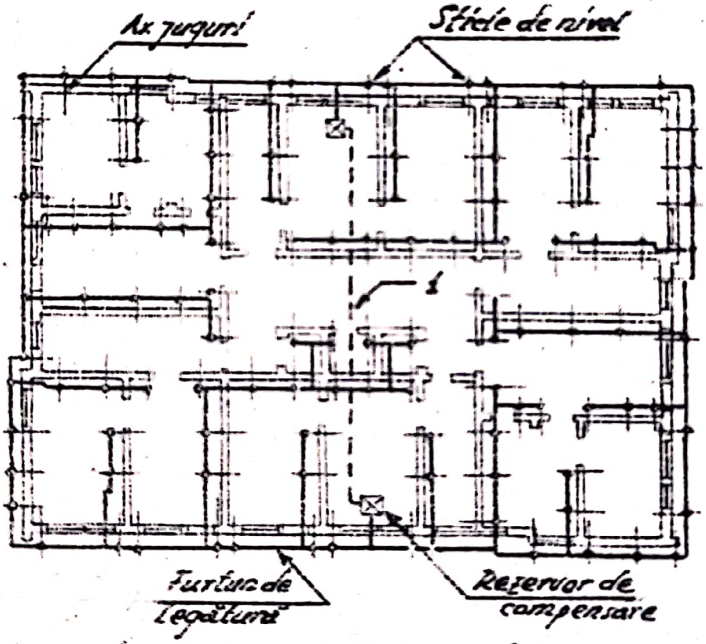
Intreaga sarcină care revine de la aceste elemente este preluată apoi de juguri şi transmisă mai departe la tijele de susţinere a cofrajului.

15.1.7. Instalaţii anexe

Funcţionarea cofrajului glisant necesită următoarele instalaţii principale.

a. Instalaţia pentru verificarea poziţiei cofrajului glisant

Asigură controlul orizontalităţii cofrajului şi a verticalităţii construcţiei , în vederea unei execuţii corecte (fig.XV.25)



1. Circuit de legătură directă între rezervoarele de compensare

Fig. XV.25
Schema instalaţiei de nivel la cofrajele glisante.

In acest scop se pot utiliza următoarele trei sisteme combinate:

Instalaţia de nivel

Este alcătuită dintr-o reţea cu furtunuri ,care comunică

între ele, prevăzute în dreptul fiecărei verine cu o sticlă de nivel, montată vertical deasupra jugurilor (fig.XV.25) .Sticlele de nivel se montează pe stîlpii cadrelor de susţinere pe care se trasează şi reperii de nivel.

Reţeaua de furtunuri poate fi montată şi sub platforma superioară a cofrajului glisant, prinderea fiind asigurată în acest caz cu brăţări din tablă , fixate pe coastele panourilor.

Pentru a fi mai vizibilă , apa introdusă în reţea se poate colora cu albastru de metil, substanţă care nu aderă pe sticlele de nivel ..In scopul evitării pericolului de îngheţ pe timp friguros , se introduce în reţea alcool industrial.

Pentru menţinerea apei din reţea la nivelul reperilor, se prevăd unul sau două rezervoare de compensare, avînd capacitatea suficientă (cca 1o l) pentru a înlocui pierderile de lichid din reţea , prin scurgere sau evaporare.

Urmărind în timpul glisării nivelul apei din reţea în dreptul fiecărei verine , se poate constata în orice moment apariţia eventuală a unui decalaj faţă de reperul respectiv şi acţiona în consecinţă prin reglarea cursei verinei respective.

Mira gradată

Ne permite să aflăm în orice moment cota la care se găseşte cofrajul glisant,faţă de cota zero a construcţiei.Mira se poate fixa , fie pe turnul de acces aflat în general lîngă cofrajul glisant, fie pe unul din pereţii construcţiei , pe măsură ce se ridică cofrajul .

Mira se poate confecţiona din scînduri geluite sau din bare metalice puse cap la cap , gradate în metri şi decimetri, iar montarea se face în aşa fel încît gradaţia zero a mirei să corespundă cu cota zero din proiectul construcţiei.

Pe miră se marchează, de asemenea , cotele planşeelor,cote-

le la care trebuie introduse ramele pentru goluri, precum şi celelalte cote caracteristice mai importante.

Firele cu plumb

Au rolul să semnaleze dacă cofrajul glisant s-a deplasat faţă de axa verticală a construcţiei , riso cu atît mai important cu cît suprafaţa construcţiei este mai mică şi înălţimea mai mare.

Firul cu plumb este alcătuit dintr-un suport , din firul de sîrmă înfăşurat pe o roată, avînd rezervă la lungime pentru întreaga construcţie şi o greutate capabilă să-l menţină întins în poziţia verticală.

Firele cu plumb se fixează de cofrajul glisant în punctele caracteristice ale construcţiei şi pe măsură ce se ridică cofrajul se desfăşoară în acelaşi timp şi firul,pentru ca greutatea să se găsească tot timpul la baza construcţiei.

Montarea firelor cu plumb se face de obicei în interiorul construcţiei, astfel încît să fie mai puţin influenţate de curenţii de aer , iar pe pereţii construcţiei în dreptul lor şi la cca.1,5o m de radier, se vor trasa repere de control. Amortizarea balansului cauzat de curenţii de aer se poate asigura prin cufundarea greutăţilor de la capetele firelor, în butoaie cu apă.

b. Instalaţia de alimentare cu apă

Această instalaţie trebuie să asigurea aducerea şi distribuirea apei pe cofrajul glisant , necesară pentru stropirea betonului proaspăt ieşit din cofraj, pentru prepararea mortarului folosit la finisarea pereţilor, pentru hidranţii de incendiu ,etc..

c.Instalaţia electrică

Instalaţia electrică de forţă necesară acţionării motoarelor pompelor de ulei şi pe cele ale vibratoarelor mecanice pentru beton, se alimentează de obicei la tensiunea de 38o/22o V.

Instalaţia electrică de iluminat trebuie să funcţioneze sub

tensiune redusă (24 V) pentru a se evita pericolul de electrocutare .Este necesar să se prevadă un număr suficient de becuri, capabile să asigure o foarte bună iluminare a cofrajului glisant .

Se prevede , de asemenea , o instalaţie electrică de semnalizare acustică (sonerie) şi optică (becuri) care serveşte la sincronizarea utilizării pompelor de ulei, a comenzilor de ridicare a cofrajului şi la dirijarea operaţiilor de ridicare a materialelor depozitate pe sol.

d.Instalaţia de încălzire

Este necesară pe timp friguros .Betonul care se toarnă pe timp friguros trebuie să aibă, în momentul introducerii lui în cofrajul glisant , o temperatură de cel puţin + 15°C ,care va trebui menţinută 2 - 3 zile, de la turnare pentru a se asigura întărirea lui normală , depăşind rezistenţa critică de 5o Kgf/cm^2.

e.Instalaţia de telefon

Asigură legătura telefonică cu staţia de preparare a betoanelor, macaralele, conducerea şantierului, etc...

f. Dispozitive anexe

Aceste dispozitive nu fac corp comun cu cofrajul glisant. Amintim următoarele :

Rame şi cutii pentru goluri

Pentru crearea golurilor de dimensiuni mari (logii, uşi , ferestre etc..) se folosesc rame de tipul celor arătate în : fig. XV.26; XV.27 şi XV.28.

La realizarea golurilor de dimensiuni mici , necesare rezemării planşeelor , traversărilor de instalaţii , nişe , etc.. se folosesc cutii speciale .

Ramele şi cutiile pentru goluri se confecţionează de obicei din dulapi de lemn , avînd faţa care vine în contact cu betonul geluită . Se pot confecţiona şi din metal.

Se montează la cotele din proiect şi după trecerea cofrajului glisant se extrag cu atenţie din pereţi , pentru a nu degrada betonul insuficient întărit.

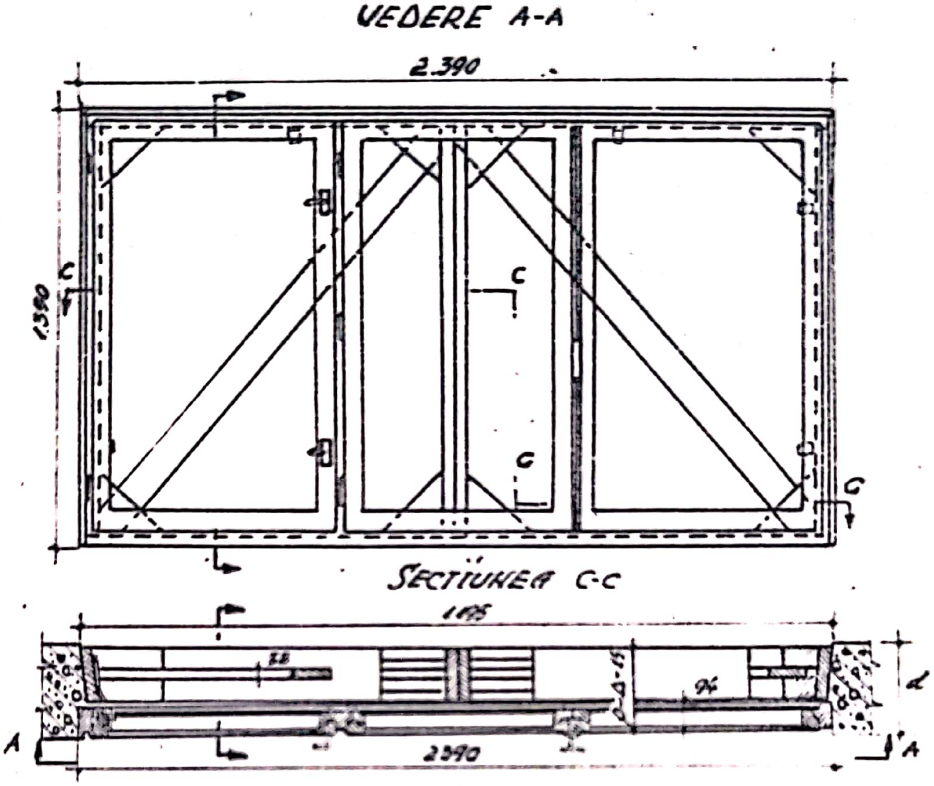
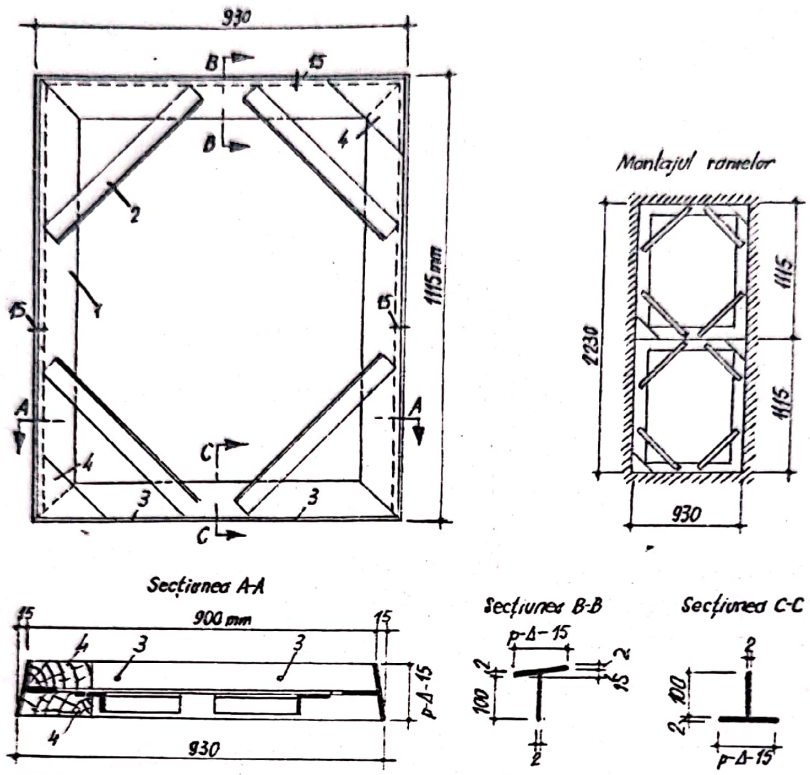


Fig.XV.26
Rame pentru cofrarea golurilor de ferestre.

Feţele laterale ale ramelor şi cutiilor trebuie să aibă o înclinaţie de lo - 15% pentru a înlesni extragerea lor din beton. Se fac cu grosime mai mică decît grosimea pereţilor (cu cca 1,5 cm) pentru a se evita antrenarea lor de către panourile cofrajului , în momentul glisării.

După recuperare trebuie să fie bine curăţate şi unse cu ulei, în vederea unei noi întrebuinţări.

Ramele utilizate pentru crearea de goluri mari se pot alcătui şi din corpuri suprapuse , soluţie care permite o manipulare mai uşoară la montarea şi demontarea lor (fig.XV.28)



Rame din tablă de oţel pentru cofrarea golurilor de uşi:
1 – ramă; 2 – rigidizare de colţ; 3 – găuri pentru asamblarea celor două rame suprapuse; 4 – piesă triunghiulară masivă din lemn de stejar.

Fig. XV.27

Odată cu montarea ramelor pentru golurile de uşi şi fereastre, se montează şi ghermelele necesare fixării tocurilor tîmplăriei.

Distanţieri pentru armături

Se folosesc cu scopul menţinerii poziţiei armăturilor , conform prevederilor din proiect (fig.XV.29)

Dispozitive pentru executat canale şi şliţuri

Funcţie de forma şi dimensiunile canalelor sau şliţurilor verticale pe care vrem să le realizăm în pereţi, se introduc în cofraj dispozitive speciale care se prind de panourile cofrajului

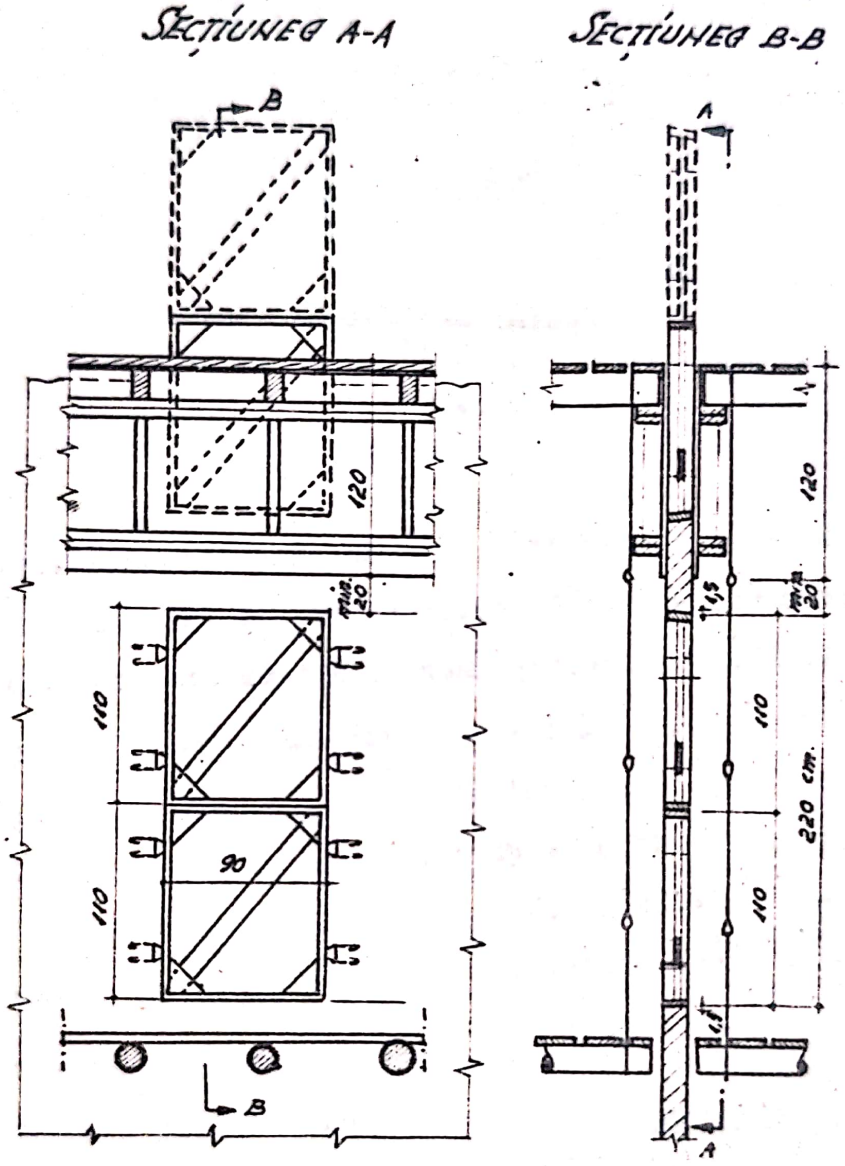
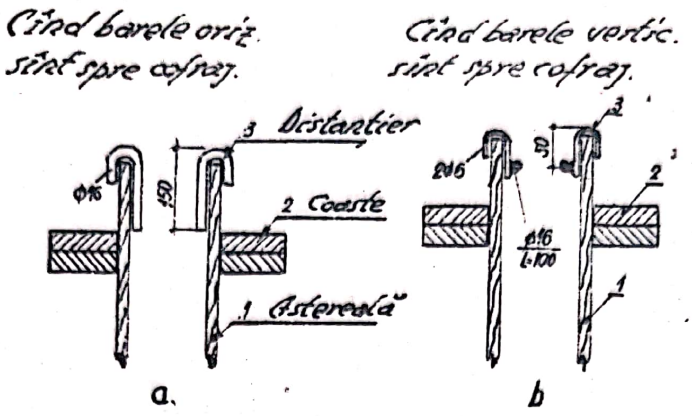


Fig. XV.28

Rame de lemn pentru cofrarea golurilor de uși, alcătuite din două părți suprapuse.

Scanned with OKEN Scanner



Distanțieri pentru menținerea poziției armăturilor:

Fig. XV.29

și care odată cu ridicarea lui, lasă în urma lor aceste goluri, necesare pentru montarea coloanelor de instalații, ventilații, trecerea cablurilor de precomprimare , asigurarea unor legături cu zidurile despărțitoare , motive arhitectonice etc..

In acest scop se pot folosi :

- cutii (fig.XV.3o a și c) ,
- tuburi (fig.XV.3o .b)
- baghete (fig.XV.3o. d)
- tije (fig.XV.3o e)

Dibluri de beton

Se montează în cofrajul glisant la nivelul fiecărui planșeu.

Diblurile de beton sînt prevăzute la mijloc cu o gaură orizontală prin care se introduce o tijă metalică , filetată la ambele capete . De aceste tije se fixează bridele metalice folosite fie pentru suspendarea cofrajului necesar executării unui planșeu monolit , fie pentru susținerea planșeelor prefabricate pînă la mo-

nolitizarea lor.

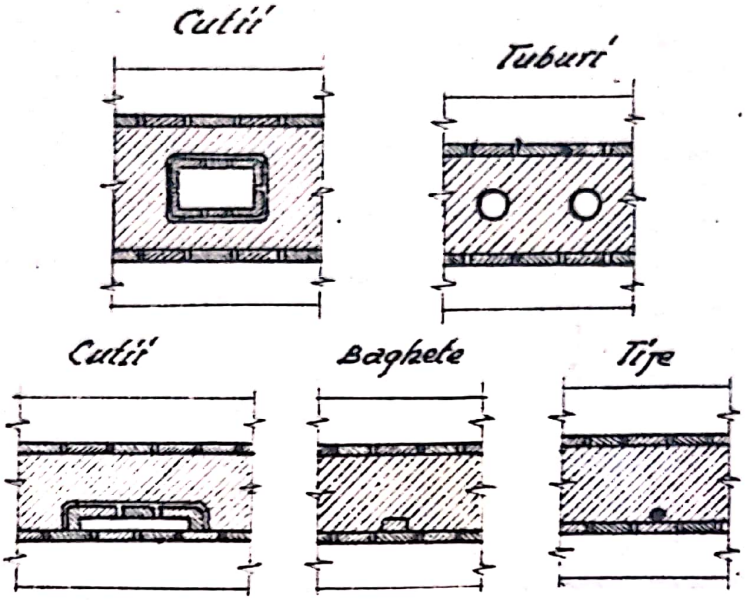


Fig. XV.30
Dispozitive pentru executat canale și șlițuri verticale în pereți.

Ghidaje diverse:

- Ghidaje pentru ramele de goluri .

Sînt confecționate din oțel beton ϕ 2o . Aceste ghidaje se fixează pe podina superioară a cofrajului , avînd rolul de a împiedica deplasarea laterală a ramelor în timpul glisării(fig.XV.31).

Ghidajele respective trebuie să aibă o înălțime liberă suficientă pentru a permite montarea ușoară a armăturilor din buiandrugi (cca 3o cm).

Ghidaje pentru plăcile termoizolatoare

Sînt confecționate din oțel -beton și se fixează pe panourile cofrajului glisant prin intermediul unor cupoane de țeavă (fig.XV.32.)

Aceste ghidaje au rolul de a menține în tot timpul glisării plăcile termoizolatoare în poziția corectă cerută de proiect.

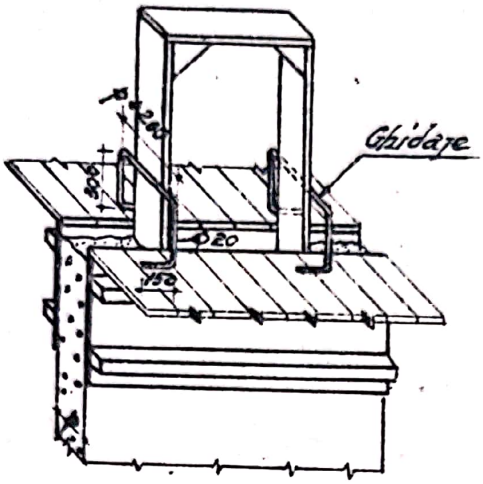


Fig. XV.31
Ghidaje pentru menținerea poziției corecte a ramelor de goluri în timpul glisării.

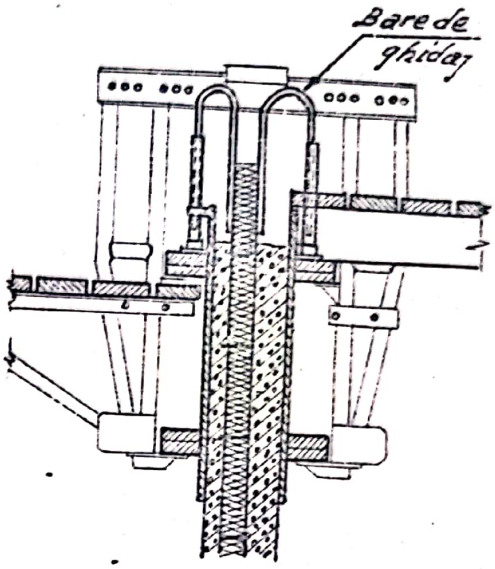
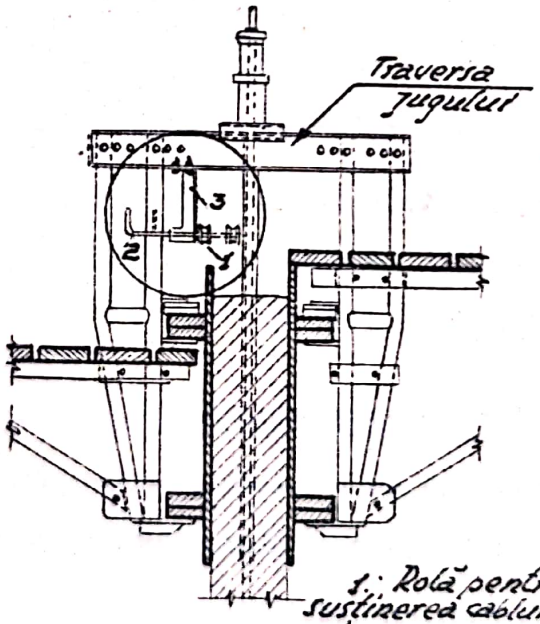


Fig. XV.32
Ghidaje pentru plăcile termoizolatoare.

- <u>Ghidaje - suport pentru armături sau cabluri</u>

Sînt alcătuite din role cu profil concav, care au posibili-



1. Rolă pentru susținerea cablurilor.
2. Axul rolei
3. Corpul suport.

Fig. XV.33
Ghidaje-suport pentru armături sau cabluri.

tatea să se rotească liber pe axe suspendate .

Aceste dispozitive au rolul de a susţine cablurile şi armăturile (fig.XV.33).

— . —

15.2. Cofraje plane universale tip CUP -72

Cofrajele plane pot fi utilizate pentru cofrarea pereţilor portanţi avînd grosimi variind între 14-30 cm executaţi din beton monolit, la următoarele tipuri de clădiri:

- clădiri de locuit înalte (P + 10), la care pereţii portanţi concurenţi sînt turnaţi concomitent la toate intersecţiile sau numai la o parte din ele .Această soluţie se aplică la clădirile amplasate în zone cu grad mare de seismicitate , sau pe terenuri puternic compresibile .

Cofrajele utilizate în acest caz sînt cu 7 - 30 cm mai scurte decît lungimea pereţilor respectivi, iar îmbinările sînt realizate cu panouri speciale (de prelungire ,colţare , panouri pentru bulbi etc..)

- clădiri de locuit înalte (P + 10) amplasate în zone cu grad redus de seismicitate precum şi la clădiri cu P + 4 nivele , indiferent de amplasare ,la care pereţii interiori portanţi ,concurenţi , sînt turnaţi în două faze succesive.Cofrajele utilizate în acest caz pot avea lungimi mai mari sau egale cu cele ale pereţilor turnaţi.

Imbinarea între pereţi se poate realiza în acest caz, în unul din următoarele două moduri:

a. Prin trecerea continuă a fiecărui perete pe jumătate din înălţimea celuilalt .

b. Prin amprente lăsate în pereţii turnaţi în prima fază şi mustăţi de armătură rabătută.

- Clădiri social -culturale , la care se pot utiliza aceleaşi tipuri de panouri ca şi la celelalte clădiri arătate mai sus.

(cofraje tip CR 1 cu înălţimea de 2,6o m)peste care se fixează cu şuruburi , cofraje de suprainălţare de 15, 3o, 45, 6o sau 75 cm şi care permit astfel realizarea unor pereţi cu înălţime sporită, cerută de destinaţia clădirii.

Asamblarea cofrajelor montate faţă în faţă , în vederea turnării pereţilor , trebuie să se facă cu un număr minim de traverse (4 - 6 tiranţi pentru fiecare pereche de cofraje),fixate cu pene metalice şi cu şuruburi.

Scheletul de rezistenţă al panourilor de cofraj se realizează din ţeavă cu secţiune dreptunghiulară ,care foloseşte în acelaşi timp şi ca registru de încălzire a panourilor pe timp friguros.

15.2.1. Alcătuirea cofrajelor plane tip "CR 1"

Cofrajul propriu-zis se compune dintr-un panou metalic, format dintr-o placă din tablă de 5 mm grosime, asamblat cu şuruburi pe un schelet metalic de rigidizare .Scheletul panoului este alcătuit dintr-o ramă dispusă pe conturul plăcii , realizată din profil cornier 8o x 12o x 8 şi din nervuri verticale dispuse la 32 - 36 cm .Nervurile verticale se fac din ţeavă 7o x 4o x 2,5 mm, care , împreună cu alte două ţevi orizontale , constituie şi registrul de încălzire a cofrajului.

La partea superioară se prevede o podină care serveşte la turnarea betonului , echipată cu un parapet de protecţie şi cu scară de acces.

Un ansamblu de cofraje plane universale tip CR 1 este prezentat în fig.XV.34, iar în figurile care urmează (fig.XV.35 şi fig.XV.36) sînt prezentate o vedere laterală şi de sus pentru acest tip de cofraj şi o secţiune transversală.

Reglarea poziţiei verticale a cofrajului se poate face cu ajutorul a două calaje demontabile fixate la partea inferioară.

Scanned with OKEN Scanner

Cofrajele tip"CR 1" au următoarele caracteristici :

- lungimea , ℓ = 3,3o - 8,oo m, din 5 în 5 cm,
- înălţime , h = 2,6o m, cu posibilităţi de suprainălţare pînă la 3,35 m, din 15 în 15 cm
- lăţimea podinei superioare 2 x 663 mm
- lăţimea bazei de sprijin (pînă la axul calajului) 3 x 8o3 mm

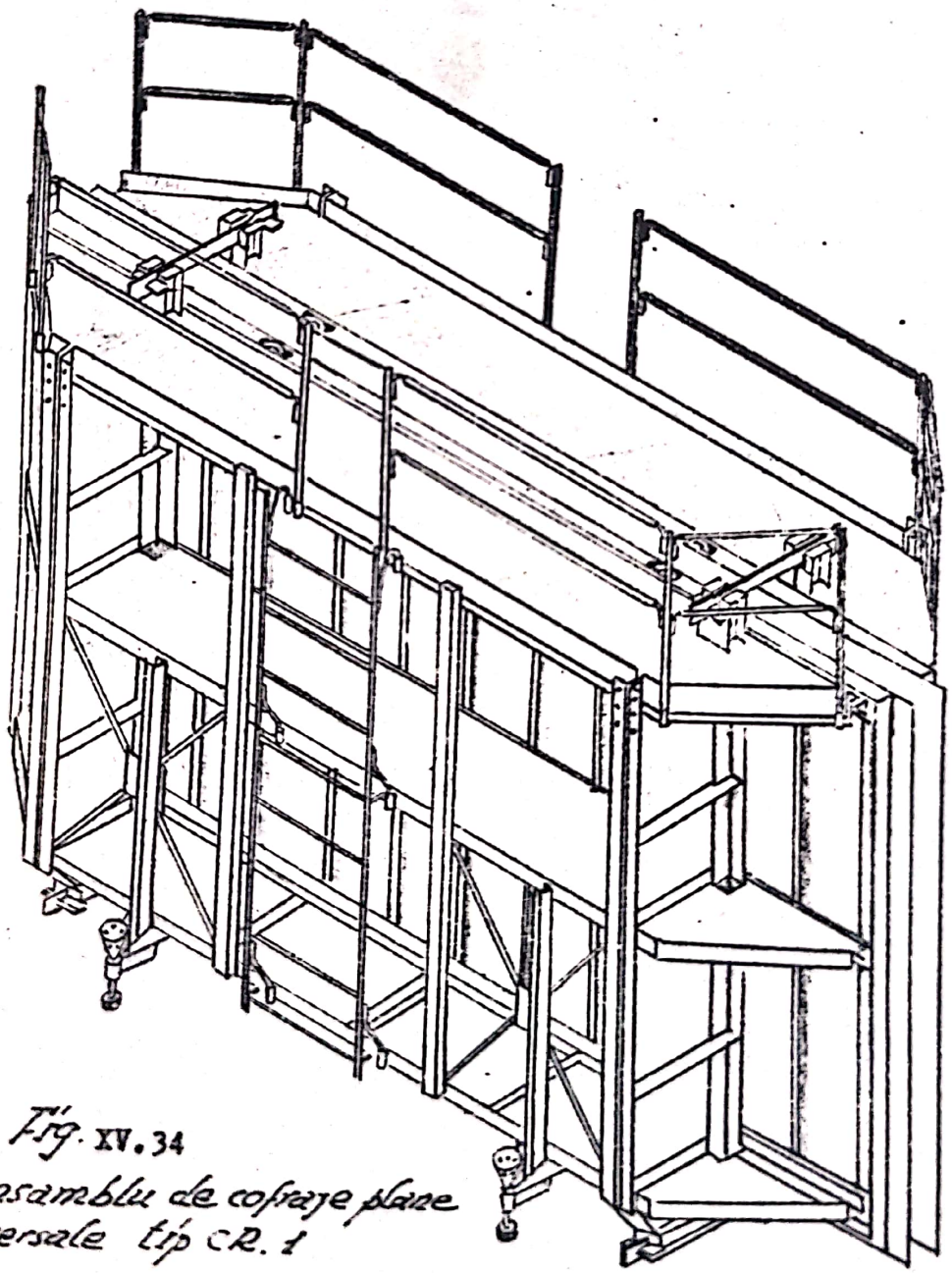


Fig. XV.34
Ansamblu de cofraje plane universale tip CR. 1

Notatia	Denumirea	Nr. buc. la 1 perechi cofraje
CR100	Schelet metalic	2
CR200	Panou plan	2
CR300	Traverse super.	2
CR400	Traverse infer.	3
E.0.051	Pană traverse	8
CR1.600	Balustrade	12
CR1 700	Colaje	16
CR1 800	Scară de acces	20
		4
		2

G.O. - grindă oriz. a scheletului de rigidizare.

G.V. = grindă verticală a scheletului de rigidizare.

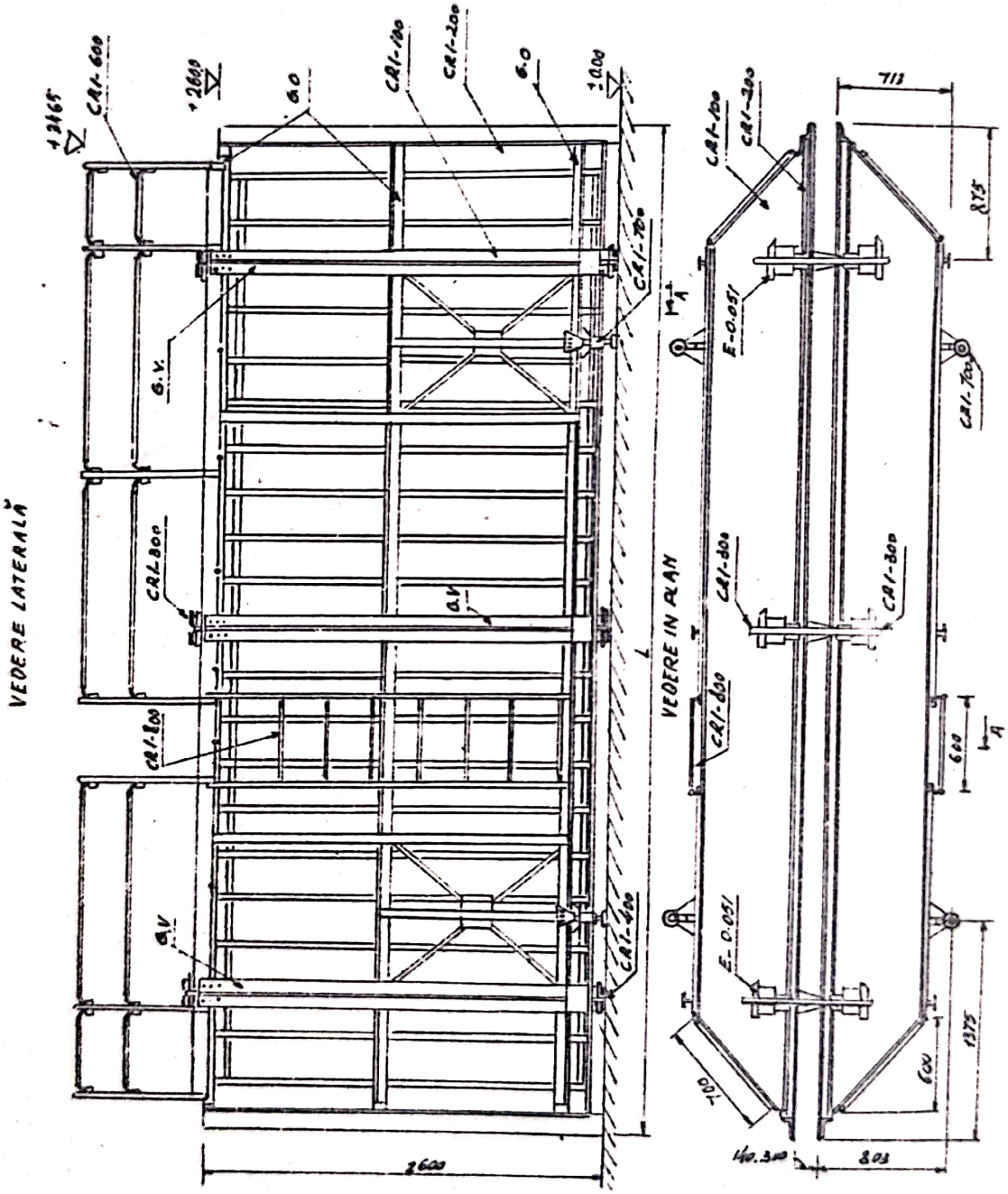


Fig. XV.35
Vedere laterală și de sus, cofraje tip CR.1

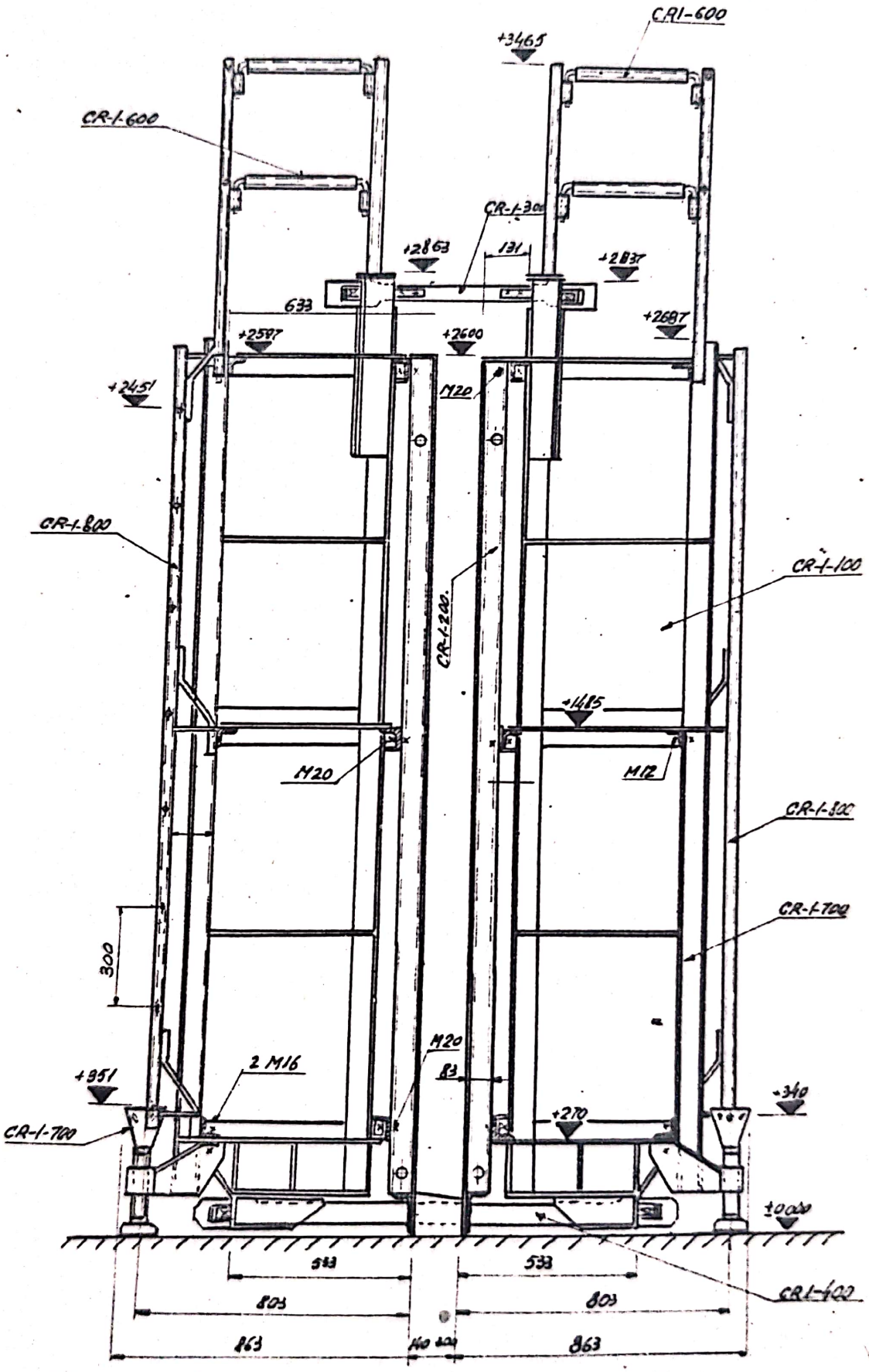


Fig XV.36 Secțiune verticală prin cofraje tip CR. 1

Asamblarea cofrajelor se face cu ajutorul unor traverse superioare (fig.XV.37, fig.XV.38, fig.XV.39 şi fig.XV.4o) montate deasupra feţei cofrate şi a unor traverse inferioare (fig.XV.41 şi fig.XV.42) care trec prin suprafaţa cofrată .

In rama inferioară sînt prezentate 2 - 3 fante pentru trecerea traverselor de legătură între cofraje.

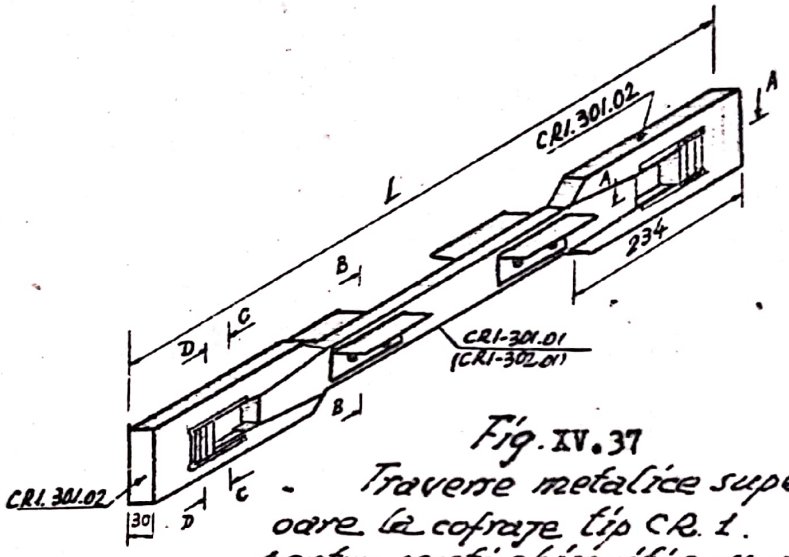


Fig. XV.37 - Traverse metalice superioare la cofraje tip CR. 1. pentru pereţi obişnuiţi g=14÷30cm.

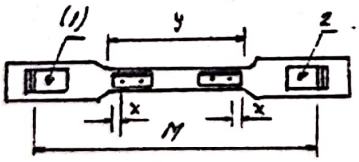


Fig. XV.38 Traverse metalice superioare pentru pereţi obişnuiţi g = 14 ÷ 30 cm.

Grosime perete (cm)	Tip corp traversă
14	CRI-301
15	
16	
18	
20	
24	CRI-302
25	
26	
28	
30	

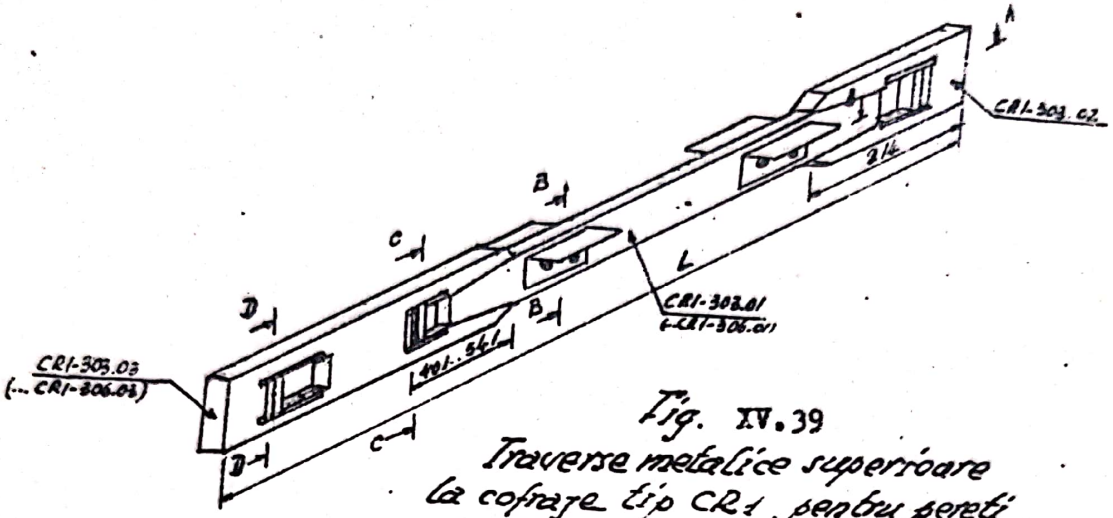


Fig. XV.39
Traverse metalice superioare la cofraje tip CR1, pentru pereți dubli g = 14-30 cm.

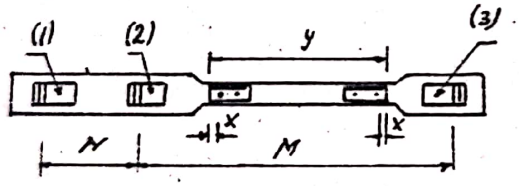


Fig XV.40
Traverse metalice superioare pentru pereți dubli
g = 14 ÷ 30 cm.

Grosime perete (cm)	Tip corp traversă
14	CR1-303
15	
16	
18	CR1-306
20	
24	CR1-305
25	
26	
28	CR1-306
30	

Scanned with OKEN Scanner

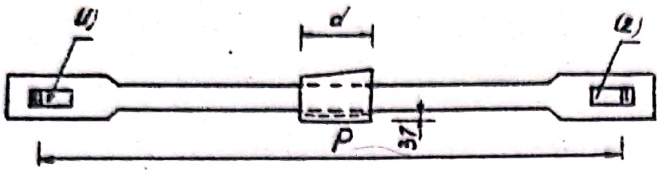


Fig. XV.41

Traverse metalice inferioare, la cofraje tip CR.1, pentru pereți obișnuiți g = 14 - 30 cm.

Grosime perete (cm)	Tip corp traversă
14	CRI-401
15	
16	
18	
20	
24	CRI-402
25	
26	
28	
30	

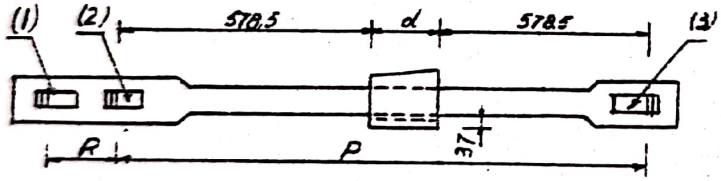


Fig. XV.42

Traverse metalice inferioare, la cofraje tip CR.1, pentru pereți dubli g = 14 ÷ 30 cm.

Grosime perete (cm)	Tip corp pană
14	CRI-403
15	
16	
18	CRI-404
20	
24	CRI-405
25	
26	
28	CRI-406
30	

Scanned with OKEN Scanner

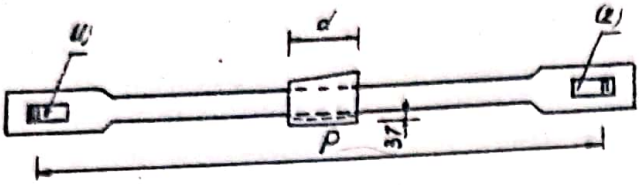


Fig. XV.41
Traverse metalice inferioare, la cofraje tip CR1, pentru pereți obișnuiți
g = 14-30 cm.

Grosime perete (cm)	Tip corp traversă
14	CR1-401
15	
16	
18	
20	
24	CR1-402
25	
26	
28	
30	

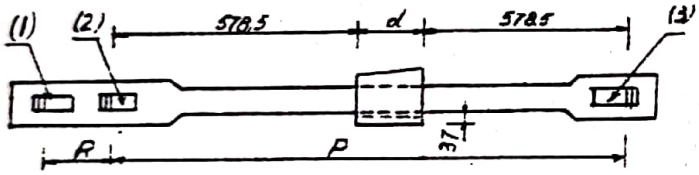


Fig. XV.42
Traverse metalice inferioare, la cofraje tip CR.1, pentru pereți dubli
g = 14 ÷ 30 cm.

Grosime perete (cm)	Tip corp pană
14	CR1-403
15	
16	
18	CR1-404
20	
24	CR1-405
25	
26	
28	CR1-406
30	

15.2.2. Alcătuirea cofrajelor metalice plane, tip "C$_r$S"

Se obţin prin suprainălţarea cofrajelor tip "CR 1", prin adăugarea unor panouri de suprainălţare , realizîndu-se astfel înălţimi de : 2,75; 2,90; 3,05; 3,20 sau 3,35 m .

Sînt utilizate pentru turnarea pereţilor din beton monolit, la clădirile social-culturale .

15.2.3. Alcătuirea cofrajelor metalice plane ,tip"CZ 1 "
(fig. XV.43 şi XV.44)

Se caracterizează prin faptul că utilizează grinzi verticale cu zăbrele pentru rigidizarea panoului metalic plan.

Au lungimi de 1,70 - 3,40 m, din 5 în 5 cm şi înălţimea de 2,60 m.

Prezintă avantajul că reclamă un consum specific de metal mai redus decît cofrajele tip CR 1 .

15.2.4. Alcătuirea cofrajelor metalice plane, tip "CK 2"
(fig.XV.45)

Sînt realizate din materiale combinate . Panourile plane de dimensiuni mari , sînt confecţionate din plăci de 8 mm grosime, iar rigidizarea se face cu grinzi metalice cu zăbrele, dispuse vertical. Grosimea totală a panoului plan este de 86 cm avînd laturile orizontale ale plăcii protejate cu borduri din tablă de 1 mm , cu secţiunea în formă de U , iar pe laturile verticale sînt montate rame laterale , din corniere 80 x 120 x 8.

Faţă de celelalte tipuri de cofraje , ele prezintă avantajul că necesită un consum mai redus de materiale.

Pentru completarea spaţiilor între cofraje la intersecţia pereţilor ,pentru cofrarea îngroşărilor de la capetele pereţilor (bulbi), cofrarea capetelor neîngroşate ale pereţilor , poziţions-

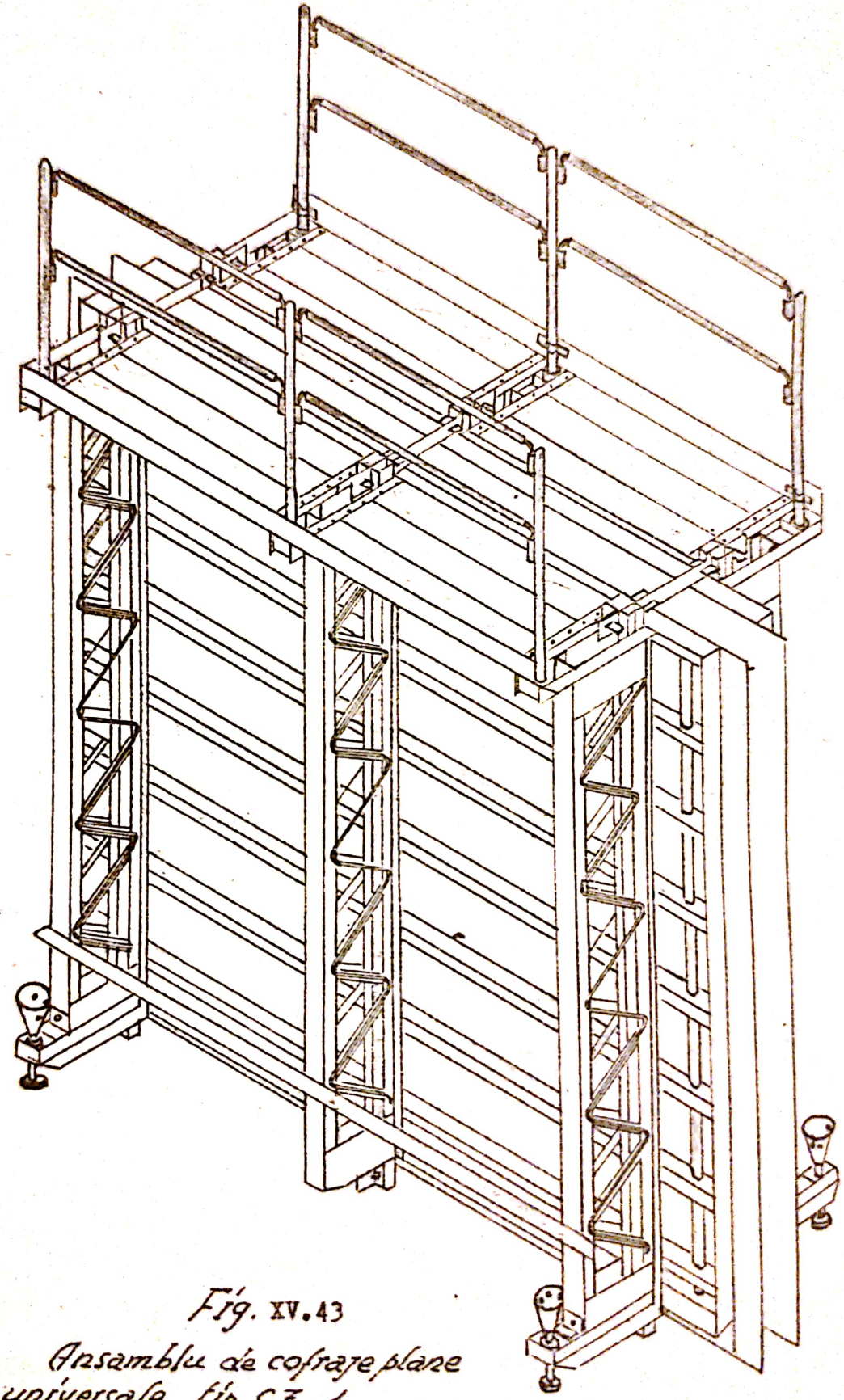


Fig. XV.43

Ansamblu de cofraje plane universale tip CZ. 1

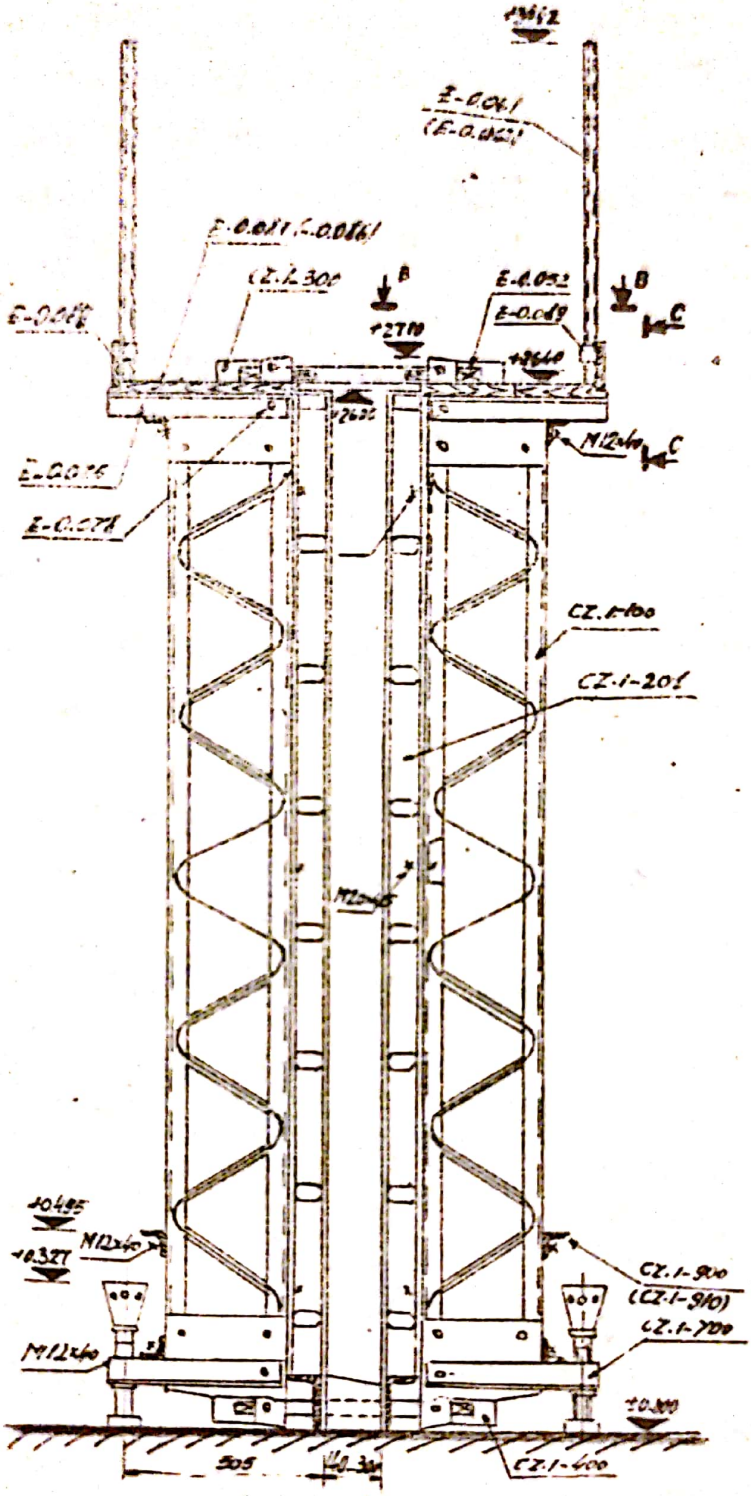


Fig. XV.44
Secțiune verticală prin cofraje tip CZ.1

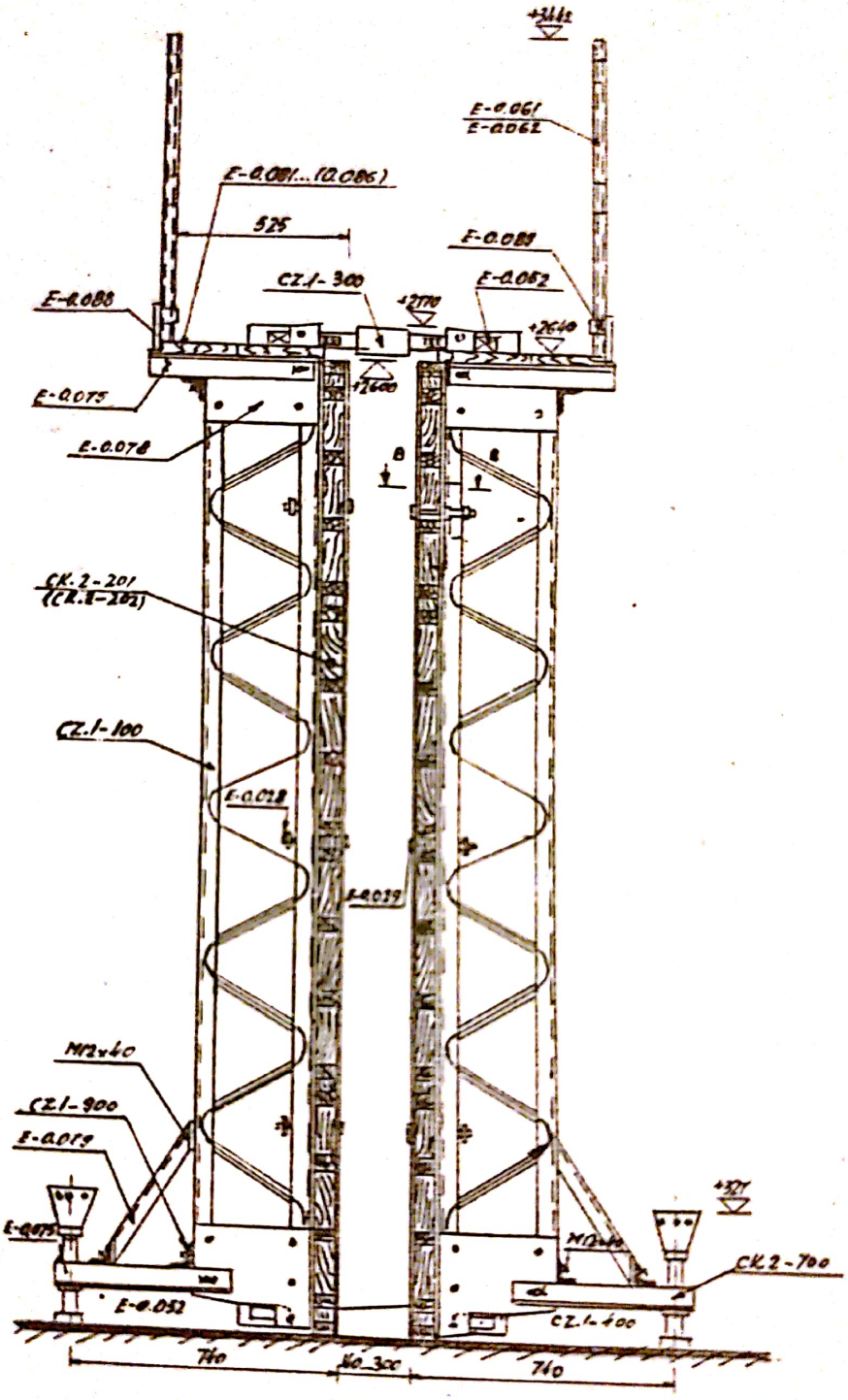


Fig. XV.45
Secțiune verticală prin cofraje tip CK.2

rea mustăţilor de armătură şi pentru crearea amprentelor necesare la îmbinările pereţilor concurenţi ,se utilizează elemente uşoare de dimensiuni reduse, de tip CI, confecţionate cu latura mai mică de 5o cm .Aceste panouri se montează între celelalte cofraje metalice , dispuse în prelungirea lor sau perpendicular, prin suprapunere pe o lăţime de 3 - 7 cm, rezultînd astfel o zonă de îmbinare adîncită cu 5 cm faţă de planul peretelui.

Datorită modului lor de alcătuire şi fixare pe cofraj, ele pot fi utilizate la o gamă variată de grosimi de pereţi şi de bulbi de faţadă.

La montarea cofrajelor metalice plane se utilizează şi următoarele elemente tehnologice speciale , tip "TS".

- Rame metalice tip TS 1 - ooo , utilizate pentru cofrarea golurilor de uşi , în pereţi cu grosimi de 14 - 3o cm .

- Platforme în consolă tip TS 2-ooo ,pentru susţinerea cofrajelor exterioare ale diafragmelor de fronton .

- Platforme tip TS 3-ooo, pentru susţinerea cofrajelor la pereţii casei scării .

Pentru execuţia în poligon de şantier , sau la obiect, a unor panouri de beton prefabricate , se folosesc următoarele elemente tehnologice tip "TP"

- Platforme metalice încălzitoare tip TP 1 - 1oo. Permit executarea elementelor prefabricate cu dimensiuni maxime în plan de 5,8o x 3,7o m şi grosimi maxime de 3o cm. Astfel se pot realiza panouri de planşeu , panouri de faţadă, rampe şi podeste pentru scări.

- Rame laterale tip TP 2-1oo, permit cofrarea feţelor laterale ale panourilor prefabricate de planşeu.

- Rame laterale tip TP 3 -1oo , pentru cofrarea pe contur a panourilor prefabricate de fațadă .

- Rame laterale tip TP.4-1oo, pentru cofrarea fețelor laterale ale rampelor prefabricate la scările cu două rampe.

Pentru clădirile de locuit seturile de cofraje ,în soluția optimă, au în general, următoarea alcătuire de principiu:

- 8 ÷ 12 perechi de cofraje CR 1,CZ 1 sau CK 2 și accesoriile acestora , pentru clădirile tip"bară" cu structură fagure . Toate aceste cofraje,inclusiv accesoriile lor (elemente de îmbinări, rame de goluri pentru uși, platforme în consolă,etc...) reprezintă cca. 4o - 55 tone confecții metalice.

5 -1o perechi cofraje CR 1 , CZ 1 , sau CK 2 și accesoriile lor , reprezentînd cca 2o - 35 tone confecții metalice, pentru blocurile "punct" sau blocuri cu structură celulară .

Numărul mediu de cicluri de refolosire pentru diferite tipuri de cofraje " CUP -72" , stabilit pe baza analizei comportării lor în exploatare , este apreciat astfel :

35o reutilizări pentru cofrajele tip CR 1,

35o reutilizări, pentru panourile plane ale cofrajelor tip CZ 1,

45o reutilizări , pentru grinzile verticale ale cofrajelor tip CZ 1 și CK 2.

6o reutilizări , pentru panourile plane (din lemn)ale cofrajelor tip CK 2.

3oo reutilizări , pentru panourile plane de suprsînălțare tip C_rS .

35o reutilizări, pentru elementele accesorii ale cofrajelor de toate tipurile (calaje, traverse, balustrade ,ecări etc.).

35o reutilizări , pentru panourile plane și de colț ale co-

frajelor de îmbinări tip CI .

150 reutilizări pentru elementele de strîngere ale cofrajelor tip CI , etc...

Prin utilizarea cofrajelor plane universale tip CUP 72 la realizarea clădirilor , se obţin următoarele avantaje principale:

- Industrializare şi productivitate mare .
- Durată de execuţie redusă .
- Eliminarea consumului de material lemnos.
- Preţ de cost mai mic cu 10 - 13 lei/m^2 suprafaţă cofrată.
- Siguranţă deplină în exploatare .

La pereţii portanţi interiori se realizează următoarele:

- Eliminarea tencuielilor .
- Posibilităţi de utilizare eficientă a cofrajelor la diferite categorii de clădiri .
- Consum redus de manoperă la montaj .
- Execuţie pe timp friguros.
- Folosirea macaralelor curente .
- Rulaj zilnic al cofrajelor .
- Adaptarea rapidă şi uşoară a setului de cofraje pentru diverse dimensiuni şi dispoziţii ale pereţilor.

La planşee, faţade şi scări prefabricate se realizează :

- Eliminarea tencuielilor la tavane şi faţade .
- Suprafaţă minimă de teren ocupată de elementele tehnologice.

Scanned with OKEN Scanner

C A P I T O L U L XVI

PRINCIPII PRIVIND FOLOSIREA, PROIECTAREA SI DIMENSIONAREA COFRAJELOR

16.1. Cofraje glisante.

Alcătuirea cofrajelor glisante trebuie să fie făcută în aşa fel încît să se obţină o repartizare raţională a solicitărilor pe întregul ansamblu.

Calculul se face ca pentru o construcţie definitivă, luîndu-se în considerare atît grupările de încărcări fundamentale cît şi cele suplimentare şi extraordinare şi ţinîndu-se seama de situaţiile reale care se pot ivi în timpul exploatării.

Jugurile trebuie să fie încărcate cît mai uniform şi centric pentru a se evita solicitarea la răsturnare , iar pentru amplasarea lor se va ţine seama de fluxurile de circulaţie.

Amplasarea verinelor trebuie făcută în afara golurilor din pereţi şi în aşa fel încît încărcările care le revin să nu depăşească nicăieri capacitatea lor de ridicare şi să fie cît mai uniforme.

Planurile generale ale proiectului cofrajului trebuie să conţină amplasamentul jugurilor ,verinelor , distribuţia şi denumirea panourilor , planul platformelor de lucru , secţiuni transversale şi longitudinale prin cofrajul glisant,planurile tuturor instalaţiilor , detalii constructive precum şi fişa de glisare şi planul de executare a tuturor operaţiilor în ordine cronologică.

De asemenea , se va da atenţie deosebită lucrărilor pregătitoare.

16.1.1. Calculul panourilor

Calculul se face la secţiunea combinată a încărcărilor verticale şi orizontale , ţinîndu-se seama de situaţia fiecărui panou. Dimensionarea se va face în aşa fel încît săgeata maximă pe direcţia împingerii betonului să nu depăşească 1/1000 din deschiderea teoretică de calcul.

Impingerea betonului neîntărit asupra panourilor se poate determina în unul din următoarele moduri: (fig.XVI.1).

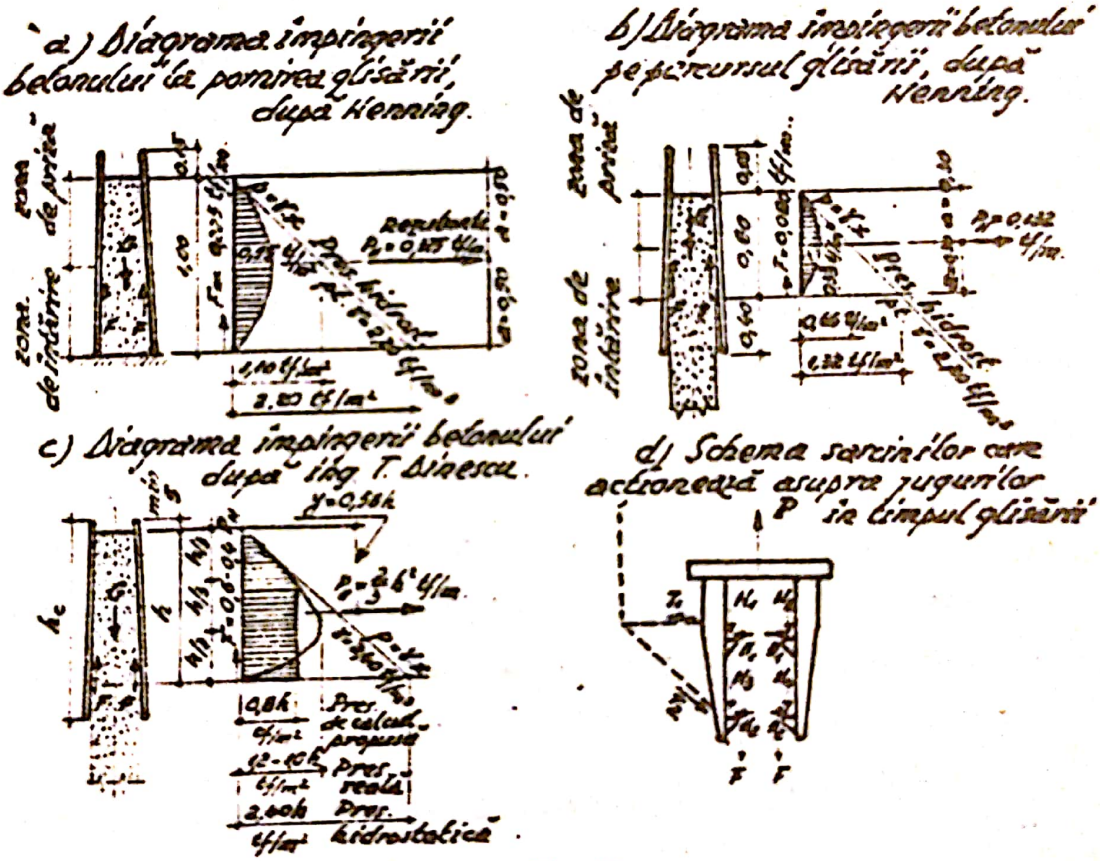


Fig.XVI.1

Sarcini care acţionează asupra coşrejului glisant.

- După Henning , la pornirea glisării se consideră o repartiţie parabolică a presiunilor pe înălţimea de 1,00 m ,avînd valoarea maximă p_{max} = 0,55 tf/m^2 (5,5 KN/m^2) conform diagramei

din fig.XVI.1.a).

Diagrama respectivă este valabilă numai în ipoteza compactării manuale a betonului în panou, pentru viteze de betonare V_B mai mari de 0,10 m/h, în condiţii normale de lucru, ($t \geq 15^{\circ}C$) .

Rezultanta acestor împingeri orizontale se determină cu relaţia :

$$P_H = \frac{2}{3} \gamma . a^2$$

unde: γ = 2,200 tf/m^3, greutatea specifică a elementului ,

$a = V_B \cdot t_p$, înălţimea stratului de beton în curs de priză,

V_B = viteza de betonare

t_p = timpul de priză .

Pentru P_H = 0,375 tf/m panou (3,75 KN/m. panou), considerînd coeficientul de frecare între cofraj şi beton f = 0,6, rezultă că forţa de frecare apărută la pornirea glisării, are valoarea:

$F = f.P_H = 0,6 \times 0,375 = 0,225$ tf/m.panou (2,25 KN/m.panou)

Pe parcursul glisării , împingerea betonului neîntărit, se determină pe baza diagramei din fig.XVI.1 b , repartiţia parabolică făcîndu-se pe 0,60 m înălţime, cu valoarea maximă p_{max}=0,330 tf/m^2 (3,30 KN/m^2).

Rezultanta împingerilor orizontale fiind P_H = 0,132 tf/m. panou (1,32 KN/m.panou), rezultă că forţa de frecare în timpul glisării are valoarea :

$F = f.P_H = 0,6 \times 0,132 = 0,080$ tf/m.panou (0,80 KN/m panou).

- <u>Cînd compactarea betonului</u> se face prin vibrare, împingerile variază cu adîncimea după o curbă care corespunde la partea superioară (pe înălţimea betonului proaspăt) cu presiunea hidrostatică şi avînd un maximum în treimea inferioară. Pentru determi-

narea împingerii totale P_H , curba respectivă poate fi înlocuită cu un trapez avînd aproximativ aceeaşi suprafaţă.

Pentru betoanele vibrate, greutatea specifică fiind $\gamma = 2,4o$ tf/m^3 , (24 KN/m^3) şi considerînd (după ing.T.Dinescu) ca înălţime a trapezului , presiunea hidrostatică p_α la adîncimea h/3 (h,exprimat în m , fiind adîncimea la care betonul se desprinde de cofraj) au rezultat următoarele valori : (Fig.16.1c)

$p_\alpha = o,8o.h$ (tf/m^2) ... (KN/m^2) presiunea hidrostatică la înălţimea $\frac{h}{3}$,

$P_{max} = 1,25 . p_\alpha = 1,25 \times o,8o.h = 1,oo.h$(tf/m^2) ... (KN/m^2), presiunea maximă .

$P_H = \frac{2}{3} . h^2$(tf/m cofraj) (... KN/m cofraj) ,rezultanta împingerii orizontale.

$y = o,58.h$ (m.), adîncimea unde se aplică rezultanta P_H.

$F = f.P_H = \frac{2}{3} fh^2$(tf/m.cofraj), ... (KN/m cofraj) ,forţa de frecare.

- <u>După prescripţiile americane</u> , ţinîndu-se seama de faptul că presiunea laterală este influenţată de viteza de ridicare (respectiv viteza de turnare) şi de temperatura betonului în cofraj, se determină cu relaţia :

$$p = o,488 + \frac{o,962\ R}{32 + 1,8\ T} \quad (tf/m^2) \quad (... KN/m^2)$$

unde:

R = înălţimea betonului turnat într-o oră , în cm/h ,

T ; temperatura în grade centigrade (^oC)

Calculele ne arată că presiunea laterală creşte odată cu viteza de glisare şi scade atunci cînd creşte temperatura .

- <u>Prescripţiile sovietice</u>

Limitează înălţimea betonului proaspăt care dă presiunea

maximă , la h = o,5o m. Rezultă astfel :

$$p = \gamma h = 2{,}4oo \times o{,}5o = 1{,}2 \text{ tf/m}^2 \quad (12 \text{ KN/m}^2)$$

$$P_H = \frac{1}{2} ph = \frac{1}{2} 1{,}2.o{,}5 = o{,}3oo \text{ tf/m.cofraj} \quad (3 \text{ KN/m cofraj})$$

$$F = o{,}15o \text{ tf/m.cofraj} \quad (1{,}5o \text{ KN/m.cofraj})$$

In cazul vibrării se mai adaugă la presiunea laterală o,2oo tf/m , (2 KN/m) care ajunge astfel la valoarea maximă normală de o,5oo tf/m.cofraj (5 KN/m.cofraj).

16.1.2. Determinarea grosimii minime a pereţilor din beton executaţi în cofraje glisante

Grosimea minimă a pereţilor rezultă din condiţia ca betonul să nu fie antrenat de cofraj în momentul glisării . In acest scop, greutatea betonului proaspăt (G) trebuie să fie mai mare decît forţele de frecare (F), dintre beton şi cofraj.

$$G \geqslant 2F \qquad (1)$$

Pentru:

$$G = d.h.\gamma$$

$$F = f.P_H = f.\frac{1}{2} ph = \frac{1}{2} fh^2\gamma$$

unde:

$$P_H = \frac{1}{2} ph$$

$$p = \gamma h$$

Inlocuind pe G şi F în relaţia (1) rezultă :

$$dh.\gamma \geqslant 2.\frac{1}{2} fh^2.\gamma$$

Prin urmare :

$$\boxed{d \geqslant fh} \qquad (2)$$

în care:

d = grosimea minimă a peretelui , în cm ,

f = coef. de frecare ,

h = grosimea stratului de beton proaspăt turnat, în cm.

Pentru :

h = 2o cm.	şi f = o,6	rezultă:	d = o,6 x 2o = 12 cm .
h = 2o cm	şi f = o,4	"	d = o,4 x 2o = 8 cm
h = 3o cm	şi f = o,6	"	d = o,6 x 3o = 18 cm
h = 3o cm	şi f = o,4	"	d = o,4 x 3o = 12 cm

16.1.3. Calculul jugurilor

Jugurile trebuie să fie astfel dimensionate încît să poată prelua încărcările date de panourile de cofraj , cu deformaţii care să nu depăşească limitele admisibile .

Calculul se face ţinînd seama de simultaneitatea încărcărilor care pot acţiona asupra lor în timpul glisării ,arătate în fig.XVI.1.d.

16.1.4. Calculul tijelor

Amplasarea tijelor de susţinere trebuie făcută astfel încît ele să fie cît mai uniform încărcate , depăşirea capacităţii portante a unei tije putînd duce la flambarea ei. Calculul lor se face deci la flambaj , ţinînd seama de condiţiile de rezemare .La viteze curente de glisare , de lo - 15 cm /h , avînd în vedere rigiditatea cofrajului la deplasările laterale, Sarcina critică de flambaj variază de la 23oo daN pînă la 69oo daN ,după cum deplasările laterale sînt sau nu sînt împiedecate.

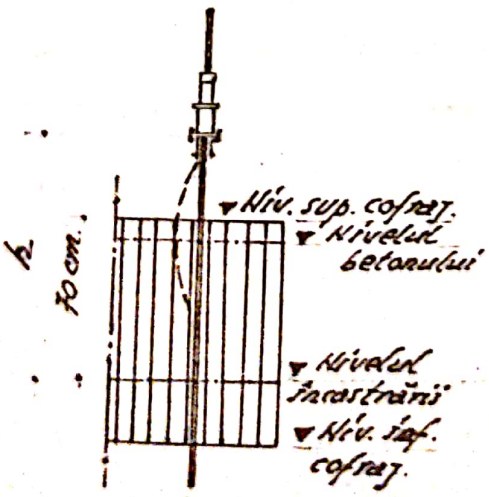


Fig. XVI.2
Flambarea tijelor

Pentru tijele de 25 mm, admiţînd ipoteza curentă că ele sînt articulate la punctul de intrare în dispozitivul de ridicare şi încastrate în beton , începînd de la 7o cm

sub faţa superioară a cofrajului , rezultă o sarcină maximă admisibilă de 2700 daN pe tijă.(fig.XVI.2).

Avînd în vedere suprasîncărcările care pot apare în urma ridicării nesimultane a verinelor , precum şi a altor factori ,sarcina maximă pe verina grupului respectiv,este apreciată la 2000 daN.

Celelalte elemente ale structurii de rezistenţă care alcătuiesc întregul ansamblu a cofrajului glisant se vor calcula conform instrucţiunilor şi standardelor în vigoare ,valabile pentru o construcţie definitivă .

16.1.5. Stabilirea vitezei de glisare

Dacă toate calităţile betonului şi condiţiile de execuţie cerute de asigurarea unei bune calităţi a lucrărilor, sînt îndeplinite , factorul determinant al vitezei de glisare rămîne temperatura.

La introducerea în cofraj , betonul trebuie să aibă temperatura de +15°C.

Limita minimă şi maximă a vitezei de glisare se determină astfel :

a.Viteza minimă

Pentru ca betonul să nu se lipească de cofrajul glisant, trebuie asigurat un număr minim de ridicări pe oră şi anume:

2 ridicări pe oră , cînd temperatura este mai mică de +15°C

3 ridicări pe oră ,la temperaturi mai mari ca +15°C

Viteza minimă este de cca 5 cm/h.

b.Viteza maximă

Viteza maximă de glisare se exprimă prin formula :

$$V_{max} = \frac{h - a - l_o}{T} \quad (cm/h)$$

unde:

h = înălţimea cofrajului, în cm

a = adîncimea la care se toarnă betonul în cofraj ,în cm .

T = timpul necesar de la turnare pentru ca betonul să ajungă la rezistenţa de cca 1,5 - 2 daN/cm^2 la care se deslipeşte de cofraj.

Operînd asupra termenilor acestei relaţii , se poate ajunge la viteze foarte mari de glisare , de ordinul a 6o - 7o cm/h.

Pentru cofraje glisante obişnuite , cu h = 1,2o m, în care betonul se toarnă la 15-25 cm adîncime, viteza maximă este dată de:

$$V_{max} = \frac{95 \ldots 85}{T} \qquad \text{(cm/h)}$$

16.2. Cofraje plane universale tip CUP -72

Dimensionarea cofrajelor s-a făcut din condiţia de deformabilitate (săgeata maximă 1/looo din distanţa între traverse,dar cel mult 3 mm).

Suprafaţa pereţilor turnaţi trebuie să se încadreze în toleranţe de planeitate de $\pm$ 1 - 2 mm. In acest scop execuţia cofrajelor se poate face în aşa fel încît abaterile de planeitate ale panoului să fie sub forma unei convexităţi a suprafeţei în contact cu betonul ,astfel încît , în final ,deformaţia elastică din împingerea betonului să anuleze această convexitate.

Stabilitatea cofrajelor la acţiunea vîntului ,s-a efectuat în următoarele situaţii care se pot ivi în timpul montajului.

I. Situaţia în care un singur panou este supus acţiunii vîntului . In acest caz , s-a considerat o presiune dinamică de 5o daN/m^2 (V = 32 m/sec = 115 km/oră) acţionînd :

a, dinspre faţa cofrată ,

b. din partea opusă feţei cofrate.

II. Situaţia în care cofrajele sînt asamblate perechi, pentru care s-a considerat o presiune dinamică a vîntului de

90 daN/m^2 (v = 42,5 m/sec = 153 Km/oră)

Situaţia cea mai defavorabilă luată în considerare la aceste verificări , a fost următoarea:

- pentru cofrajele tip CR 1, cînd ele sînt suprainălţate la 3,3 m.,

- pentru cofrajele tip CZ 1 şi CK 2 s-a considerat înălţimea de 2,60 m .

Din calcul a rezultat că cofrajele tip CR 1 au asigurată stabilitatea în ambele situaţii , în timp ce cofrajele tip CZ 1 şi CK 2 , au asigurată stabilitatea numai în situaţia a doua(în care cofrajele sînt asamblate perechi).

Presiunea dinamică a vîntului se determină cu relaţia:

$$p_v = \beta \times c \times g_v \qquad (daN/m^2)$$

unde:

$\beta = 1$, coeficient dinamic pentru construcţii obişnuite

$c = 0,8$, coeficientul aerodinamic ,

$g_v = \frac{v^2(m/sec)}{16}$ (daN/m^2), presiunea dinamică de bază a vîntului.

Rezultă:

- pentru viteza vîntului v = 32 m/sec

$$p_v = 1.0,8 \frac{32^2}{16} = 50 \text{ daN/m}^2$$

pentru viteza vîntului v = 42,5 m/sec

$$p_v = 1.0,8 \frac{42,5^2}{16} = 90 \text{ daN/m}^2$$

Verificarea stabilităţii se face prin compararea momentului de stabilitate datorat acţiunii greutăţii proprii, cu momentul de răsturnare dat de acţiunea vîntului.

Astfel, de exemplu, pentru cofrajele tip CR rezultă pe m de panou , următoarele momente de răsturnare şi de stabilitate:

Ipoteza I

a. <u>Acţiunea vîntului dinspre faţa cofrată</u> , asupra unui singur panou (fig.XVI.3)

$$M_r = p_v \cdot \frac{h^2}{2} = 5o \frac{3,35^2}{2} = 28o \text{ daN.m}$$

$$M_s = G\,(o,82 - o,22) = 47o \times o,6o = 282 \text{ daN.m}$$

Deci:

$$c_s = \frac{282}{28o} = 1,o1 > 1$$

b. <u>Acţiunea vîntului din partea opusă feţei cofrate</u> (fig.XVI.4)

$$M_r = 5o \frac{3,35^2}{2} = 28o \text{ daN.m}$$

$$M_s = 47o\,(o,22 + o,8o) = 479 \text{ daN.m}$$

Deci:

$$c_s = \frac{479}{28o} = 1,7 > 1$$

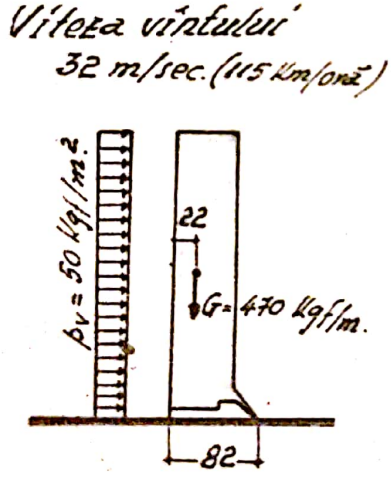


Fig XVI 3

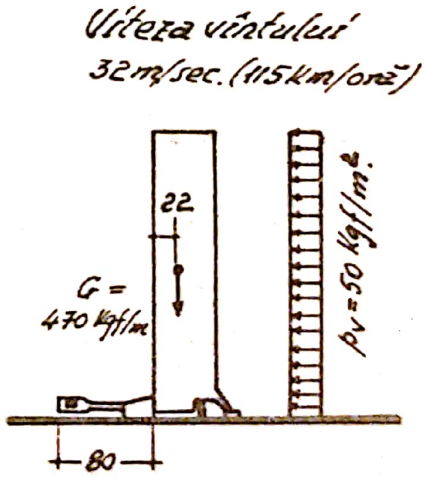


Fig XVI 4

<u>Ipoteza II</u>

Cofrajele sînt asamblate perechi (fig.XVI.5)

$$M_r = 9o \frac{3,35^2}{2} = 5o5 \text{ daN.m}$$

$$M_s = 940 \times 0,99 = 846 \text{ daN.m}$$

$$c_s = \frac{846}{505} = 1,68 > 1$$

Stabilitatea cofrajelor este deci asigurată în toate cazurile arătate.

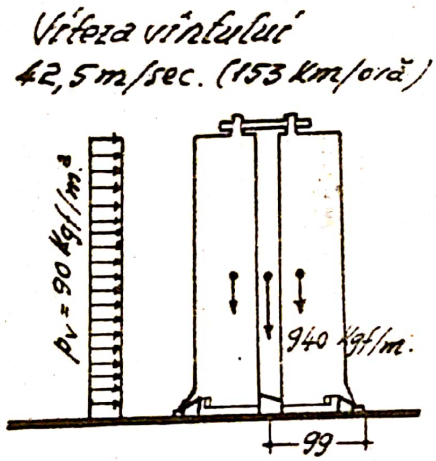


Fig. XVI·5

C A P I T O L U L XVII

MATERIALE PENTRU EXECUTAREA PERETILOR MONOLIT DIN BETON ARMAT.RECOMANDARI PENTRU PUNEREA IN OPERA

In cazul utilizării cofrajelor glisante , reusita aplicării acestei metode depinde în mare măsură de utilizarea unui beton cu totul corespunzător , care să permită o decofrare timpurie ,deşi se află în stadii diferite de întărire (fig.XVII.1).

Se utilizează în general un beton cu marca minimă B 2oo, cînd alte considerente nu cer o marcă mai ridicată.

Condiţiile referitoare la rezistenţa betonului ,lucrabilitate, etc.. se vor lua conform:

-STAS 1275-62 .Incercări de laborator ale betoanelor, anexa.2

-Normativul C.41-63 cap.7, pentru proiectarea ,executarea şi folosirea cofrajelor glisante.

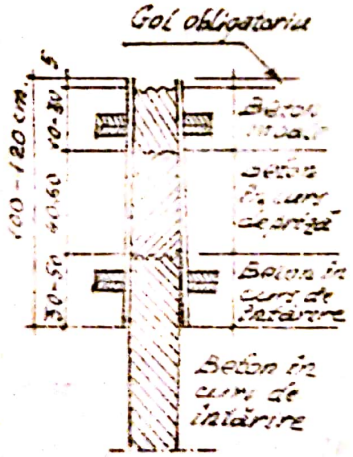


Fig XVII 1.

Calităţile betonului sînt influenţate de cimentul utilizat, de natura şi forma agregatelor, compoziţia granulometrică a amestecului , marca betonului ,raportul apă/ciment ,compactarea , temperature de turnare şi de întărire a betonului.

Pentru ca glisarea să se poată face în bune condiţiuni , este necesar ca priza betonului să înceapă la 1 1/2 -2 h şi să

se termine la 4 - 6 h de la preparare, iar rezistenţe să crească mai repede decît încărcarea , ajungînd după 4 - 8 ore de la turnare , la cca 1,5 - 2 daN/cm^2. Aceste calităţi se pot obţine cu uşurinţă în condiţii normale de temperatură .

Forma granulelor agregatelor , raportul apă/ciment ,modul de compactare şi temperatura din momentul turnării , sînt principalii factori care influenţează buna lucrabilitate a betonului, astfel încît să poată îmbrăca perfect armătura şi să o protejeze ,să poată fi uşor compactat (manual sau mecanic) ,să realizeze după compactare o peliculă de mortar pe feţele de contact cu pereţii cofrajului , reducînd astfel frecările şi asigurînd suprafaţa lisă a peretelui.

Betonul utilizat la elementele de construcţii de acelaşi fel, trebuie să fie de calitate constantă în momentul punerii lui în operă .

Monolitismul construcţiilor executate în cofraje glisante, asigurat prin eliminarea completă a rosturilor de lucru prin turnarea betonului în straturi de înălţime mică ,care permit buna lui compactare ,face să apară eforturi apreciabile datorită contracţiei betonului.

Aceste eforturi ajung la valori foarte importante în special la construcţiile de dimensiuni mari, avînd pereţi continui,la care deformaţiile sînt împiedecate, aşa cum se întîmplă în zonele din apropierea fundaţiilor şi planşeelor.

Contracţia este direct influenţată de modul de tratare ulterioară a betonului şi ea creşte cu dozajul de ciment şi cu fineţea lui de măcinare , cu calitatea de apă şi cu temperatura din timpul întăririi betonului, trebuind să fie redusă la minimum pentru a se evita fisurarea pereţilor .

Asigurarea aderenţei şi protecţiei armăturii este influenţată de calitatea betonului ,de calitatea oţelului (profilat sau lis)

de grosimea stratului de acoperire , de modul de compactare ,de menţinerea corectă a poziţiei armăturii în timpul betonării,etc....

Cimentul

La betoane utilizate în condiţii normale de temperatură se întrebuinţează :

- cimenturi portland de marca 400 (P.400 sau PZ.400),pentru betoane curente ,

- cimenturi portland de marcă 500 (P.500 sau PZ 500),pentru betoane de marcă B 300 sau mai mare.

La betoane utilizate pe timp friguros ,se recomandă :

- cimenturi cu rezistenţe iniţiale mari (RIM 200 şi RIM 250)

Agregatele

Se vor folosi numai agregate cu forme rotunjite (de râu sau de balastieră), singurele capabile să asigure o bună lucrabilitate a betonului şi să evite agăţarea lor de cofrajul glisant.

Raportul dimensiunilor granulelor , trebuie să fie :

$$\frac{b}{a} > 0,66 \quad \text{şi} \quad \frac{c}{a} > 0,33$$

unde : a = lungimea granulei,

b = lăţimea granulei,

c = grosimea granulei.

Agregatele folosite trebuie să fie curate şi depozitate pe sorturi.

Dimensiunea maximă a granulelor nu trebuie să depăşească 30 mm , alegîndu-se funcţie de grosimea peretelui ($\frac{1}{5}$ - $\frac{1}{7}$ din grosimea peretelui) şi de distanţa dintre armături.

In funcţie de dimensiunea aleasă , la prepararea betonului se vor utiliza trei sorturi diferite de agregate.

Apa

Se utilizează apa corespunzătoare preparării betoanelor

obişnuite.Cantitatea apei de amestec variază între 190-220 l/m^3, betonul trebuind să aibă consistenţa corespunzătoare. Betonul prea uscat nu poate fi bine compactat , ducînd la o calitate necorespunzătoare a lucrării , în timp ce în condiţii bune de compactare un mic exces de apă nu este dăunător, întrucît ea se elimină pe lîngă cofraj , sau se ridică deasupra betonului , putînd fi evacuată cu căniţe speciale.

Adaosuri.

In mod obişnuit nu se folosesc adaosuri plastifiante sau acceleratoare de întărire, în condiţiile normale de lucru.

Prepararea betonului trebuie să se facă mecanizat în staţii dotate cu utilaje corespunzătoare şi sub supravegherea unui personal calificat .Pentru a nu se produce segregări în timpul transportului la distanţă, se vor utiliza autoagitatoare.

Introducerea betonului în cofraj se face în straturi uniforme de 10 - 20 cm, la cel mult 1 1/2 h de la preparare şi în orice caz înainte de începerea prizei.

Compactarea se face manual sau mecanic , evitîndu-se să se deranjeze poziţia armăturilor.

Nu se admite utilizarea vibratoarelor de cofraj. Compactarea mecanică se face prin vibrare interioară , folosindu-se previbratoare cu minimum 5000 - 6000 vibraţii/minut ,evitîndu-se însă atingerea cofrajului sau armăturii.

Pentru asigurarea unei legături perfecte cu stratul precedent , odată cu compactarea stratului proaspăt turnat , se va face şi o recompactare a stratului mai vechi pe o adîncime de cîţiva centimetri.

La pereţii exteriori, executaţi în mai multe straturi ,se compactează în primul rînd stratul de beton de grosimea cea mai

mică, utilizînd o lopăţică metalică.

Pentru efectuarea compactării betonului trebuie să se aleagă personal foarte constiincios , întrucît de modul în care este efectuată această operaţie , depinde calitatea finală a lucrării.

Pentru asigurarea unor condiţii normale de întărire a betonului după turnare , se va face o tratare ulterioară ,care constă din :

- protejarea betonului ieşit din cofraj; în acest scop, la exteriorul construcţiei, se îmbracă spaţiul dintre platforma superioară şi cea inferioară cu prelate, folie de polietilenă ,etc.. Protejarea este necesară atît pe timp călduros (contra arşiţei). cît şi pe timp friguros.

- udarea betonului , pentru asigurarea întăririi şi reducerea contracţiei ; această operaţie se face de pe platforma inferioară , devenind indispensabilă mai ales cînd temperatura depăşeşte + 15°C.

- Încălzirea spaţiului pe timp friguros în vederea asigurării condiţiilor optime de întărire a betonului.

In ceea ce priveşte compoziţia betonului folosit la pereţii portanţi executaţi cu cofraje metalice plane, se recomandă utilizarea de betoane plastice cu marca minimă B 2oo şi cu un conţinut mai mare de părţi fine (ciment şi agregate) pentru ca pereţii să prezinte la decofrare feţe netede, fără goluri şi segregări.

Oţelul beton

Confecţionarea armăturilor se face din oţel avînd oricare din mărcile folosite la armarea betonului turnat în cofraje fixe, conform STAS 438-67 .

Materiale termoizolatoare.

Se folosesc acele materiale care nu sînt prea fragile,permiţînd manipularea şi punerea lor în operă cu uşurinţă.In mod

curent se utilizează următoarele materiale : blocuri din beton celular autoclavizat, blocuri din beton cu granulit , cărămizi de dialit , corpuri ceramice cu goluri, etc..

Scanned with OKEN Scanner

A N E X E

REZISTENTELE NORMATE ALE BETONULUI

daN/cm^2 Tabel 1

Nr crt	Natura solicitării	Notaţii	Marca betonului								
			50	75	100	150	200	250	300	400	500	600
1.	Compresiune centrică (rezistenţa prizmatică)	R^n_{pr}	40	60	80	115	145	180	210	280	350	420
2.	Compresiune din încovoiere	R^n_i	50	75	100	140	180	220	260	350	440	520
3.	Intindere	R^n_t	6	8	10	13	16	19	21	25	28	30

REZISTENTELE DE CALCUL ALE BETONULUI SIMPLU

daN/cm^2 Tabel 2

Nr crt	Natura solicitării	Notaţii	Marca betonului						
			50	75	100	150	200	250	300
1.	Compresiune centrică (rezistenţă prizmatică)	R_{pr}	20	30	40	60	70	90	115
2.	Compresiune din încovoiere	R_i	25	35	50	70	90	110	140
3.	Intindere	R_t	2,0	3,0	3,5	4,5	6,0	7,0	8,5

REZISTENTELE DE CALCUL ALE BETONULUI ARMAT

daN/cm^2 Tabel 3

Nr crt.	Natura solicitării	Notaţii	Marca betonului							
			100	150	200	250	300	400	500	600
1.	Compresiune centrică (rezistenţă prizmatică)	R_{pr}	45	65	80	100	130	170	200	250

continuare tabel 3

2. Compresiune din încovoiere	R_i	55	8o	1oo	12o	16o	21o	25o	28o
3. Intindere	R_t	4,o	5,o	6,5	7,5	9,5	11,o	12,5	13,5

COEFICIENTUL DE FLAMBAJ „φ" PENTRU ELEMENTE DE CONSTRUCTII DIN BETON SIMPLU .

Tabel 4

$\frac{\ell_f}{b}$	$\frac{\ell_f}{i}$	φ	
		Beton greu	Beton uşor
< 4	< 14	1,oo	1,oo
4	14	o,98	o,98
6	21	o,96	o,94
8	28	o,91	o,88
1o	35	o,86	o,81
12	42	o,82	o,75
14	49	o,77	o,69
16	56	o,72	o,63
18	63	o,68	o,57
2o	7o	o,63	o,52
22	76	o,59	o,48
24	83	o,55	o,43
26	9o	o,51	-
28	97	o,47	-
3o	1o4	o,44	-

Funcţie de rsportul $\frac{\ell_f}{b}$ la secţiuni dreptunghiulare (b ,fiind dimensiunea laturii mici a secţiunii transversale)

Funcţie de raportul $\frac{\ell_f}{i}$ la secţiuni de o formă oarecare (i,fiind raza de giraţie minimă a secţiunii respective).

ASPECTE DIN EXECUTIA LOCUINTELOR DIN PANOURI MARI PREFABRICATE , LA T.J.C. IASI

Tabelul 5

Destinaţia clădirii	Durata de execuţie la lucrări de locuinţe				Cost pe apartament convenţional			
	Pancuri mari zidărie portantă				Panouri mari zidărie portantă			
	Normată	Efectivă	Normată	efectivă	Preţ planif. lei	Preţ efectiv lei	Preţ planif. lei	Preţ efectiv lei
Bloc locuinţe 4o ap.	5,5	4,5	6,5	6,8	48.8oo	45.8oo	45.ooo	44.8oo
Bloc locuinţe 6o ap.	7	6,6	8	8	47.9oo	45.6oo	45.4oo	4o.9oo

DURATA DE EXECUTIE LA RIDICAREA STRUCTURILOR DE REZISTENTA, DUPA TURNAREA PLACII DE LA COTA 0 ± 00

Tabelul 6

Soluţia de execuţie	Suprafaţa m^2	Durata de execuţie zile
Blocuri în cofraje glisante (P + 9)	2786	
-pregătirea (asamblarea) cofrajului		1o
-glisarea blocului (fără planşee)		12
-lansarea şi monolitizarea planşeelor		1o
- decofrarea		7
		Total 39 zile
Blocuri în cofraj din panouri (P + 9)	1283	1o etaje x 7 zile/nivel = 7o zile .

SCARI DE INTENSITATE SEISMICA .SCARA MERCALLI

(modificată)M.M.

Gradul 1 . Socul nu este simţit .

Gradul 2 . Socul este resimţit de persoane în stare de odihnă , pe planşeele superioare sau aşezate favorabil .

Gradul 3 . Socul este resimţit în interior .Obiectele atîrnate oscilează .Se produc vibraţii ca cele provocate de trecerea camioanelor uşoare .Există posibilitatea de a aprecia durata.Poate să nu fie recunoscut ca un cutremur.

Gradul 4. Obiectele atîrnate oscilează .Se produc vibraţii ca cele provocate de trecerea camioanelor grele sau senzaţii de zdruncinare ca cele provocate de o minge grea lovind pereţii ; automobilele în staţionare se mişcă ; ferestrele , farurile, uşile răsună. In zona superioară a acestui grad pereţii şi cadrele de lemn trosnesc .

Gradul 5. Socul este resimţit la exterior .Se poate aprecia direcţia .Produce deşteptarea din somn ; lichidele se tulbură ,parte se revarsă ; mici obiecte instabile sînt mişcate sau răsturnate; uşile balansează , se închid , se deschid; tablourile se mişcă ; ceasurile cu pendulă se opresc ,pornesc sau îşi schimbă mersul.

Gradul 6. Socul este resimţit de toţi .Mulţi se sperie şi fug afară .Produce nesiguranţă în umblet ; geamurile ,farfuriile, sticlăria se sparg ; bibelourile , cărţile cad de pe poliţe; tablourile cad de pe pereţi ; mobila este mişcată sau răsturnată; morterele slabe şi zidăria tip D crapă ; clopotele mici sună; copacii, tufişurile se mişcă (vizibil sau se aude freamătul)

Gradul 7. Este greu de stat în picioare .Socul este resimţit şi de şoferi .Obiectele atîrnate se clatină ; mobila se rupe . Se produc degradări la zidăria de tip D, inclusiv crăpături.Coşu-

rile slabe se rup la nivelul învelitorii .Se produce căderea de tencuială , de cărămizi izolate , de pietre ,de ţigle, de cornişe ; de asemenea , parapete necontravîntuite şi ornamente arhitecturale. Se produc anumite crăpături în zidăria tip C ; valuri pe lacuri, apa se tulbură cu noroi .Apar mici lunecări şi formări de caverne în maluri de nisip şi pietriş; clopotele mari sună .Canalele de irigaţie din beton se rup.

Gradul 8. Conducerea automobilelor este afectată .Se produc deteriorări la zidăria tip C şi surpări parţiale .Apar anumite avarii la zidăria tip B ; nici una la zidăria tip A .Se produce căderea de stucaturi pe unii pereţi din zidărie ; răsuciri ,căderi de coşuri , de coşuri de fabrică , monumente, turnuri, rezervoare înalte. Casele de paiantă sînt deplasate pe fundaţii, dacă nu sînt ancorate ; pereţii de umplutură nelegaţi sînt aruncaţi afară ; se rup ramuri din copaci .Se produc schimbări în debitul sau temperatura izvoarelor şi puţurilor, crăpături în terenuri umede sau povîrnişuri abrupte.

Gradul 9. Produce panică generală .Zidăria tip D este distrusă ; zidăria tip C este greu stricată ,cîteodată cu surpare completă ; zidăria tib B este serios deteriorată ; distrugeri generale la fundaţii .Structurile în cadre , dacă nu sînt ancorate ,sînt deplasate de pe fundaţie , scheletele de rezistenţă sînt deteriorate .Se produc pagube serioase la rezervoare.Conductele subterane se rup . Apar crăpături importante în teren .In regiunile aluvionale, nisipul şi noroiul este scos la suprafaţă .Apar izvoare, cratere de nisip.

Gradul 1o. Cele mai multe structuri din zidărie şi cu schelete de rezistenţă sînt distruse cu fundaţiile lor .Unele construcţii de lemn bine construite şi poduri sînt distruse. Se produc degradări serioase la baraje , diguri, ramblee ; mari lunecări

de teren .Apa este aruncată pe malurile canalelor, rîurilor, lacurilor, etc ... Nisipul şi noroiul este aruncat orizontal pe maluri. Sinele sînt slab îndoite.

Gradul 11. Sinele sînt puternic îndoite. Conductele subterane sînt complet scoase din serviciu.

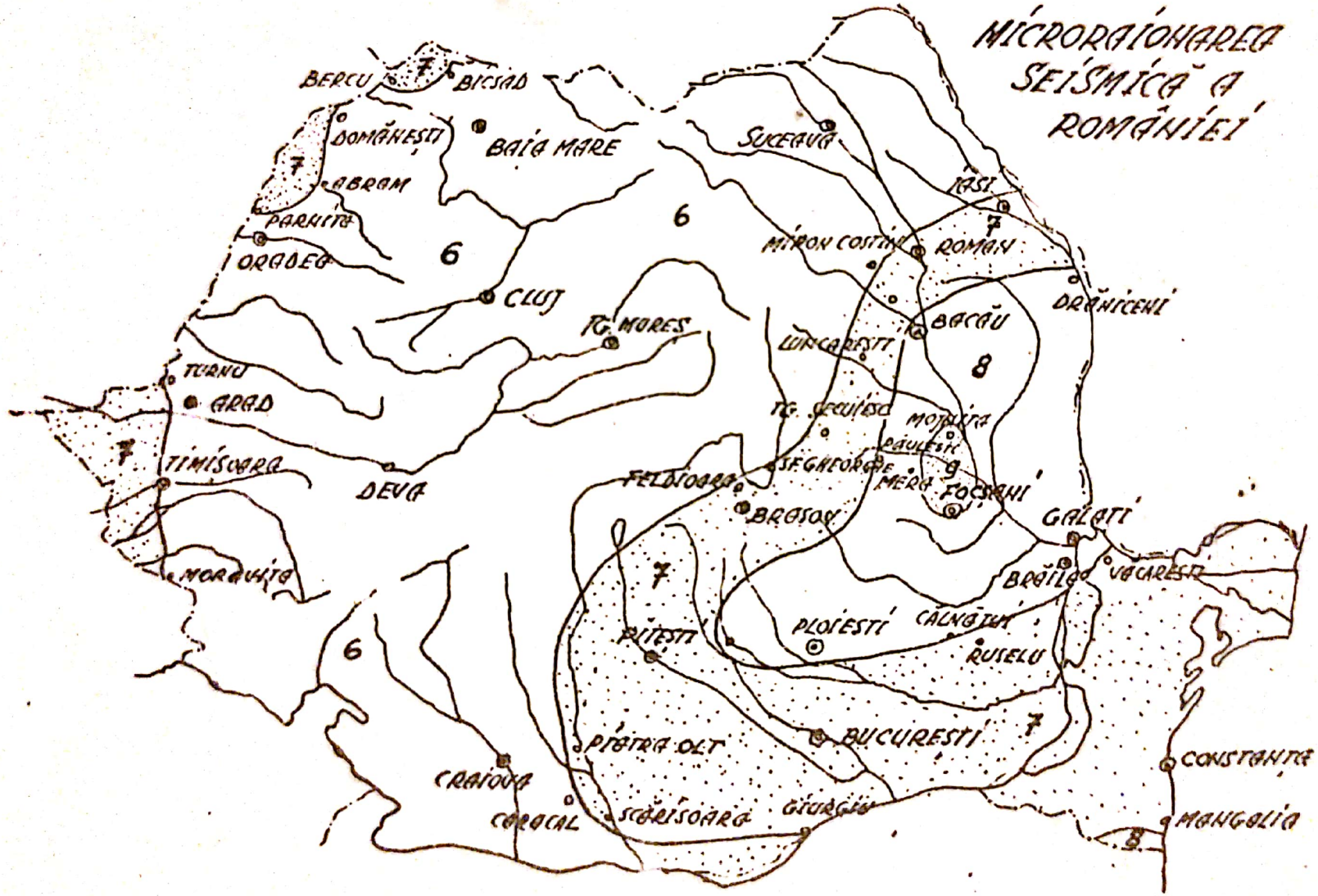
Gradul 12. Se produc distrugeri aproape totale .Mase mari de stîncă sînt deplasate .Aliniamentul şi nivelmentul căilor de comunicaţii sînt deteriorate .Unele obiecte sînt aruncate în aer.

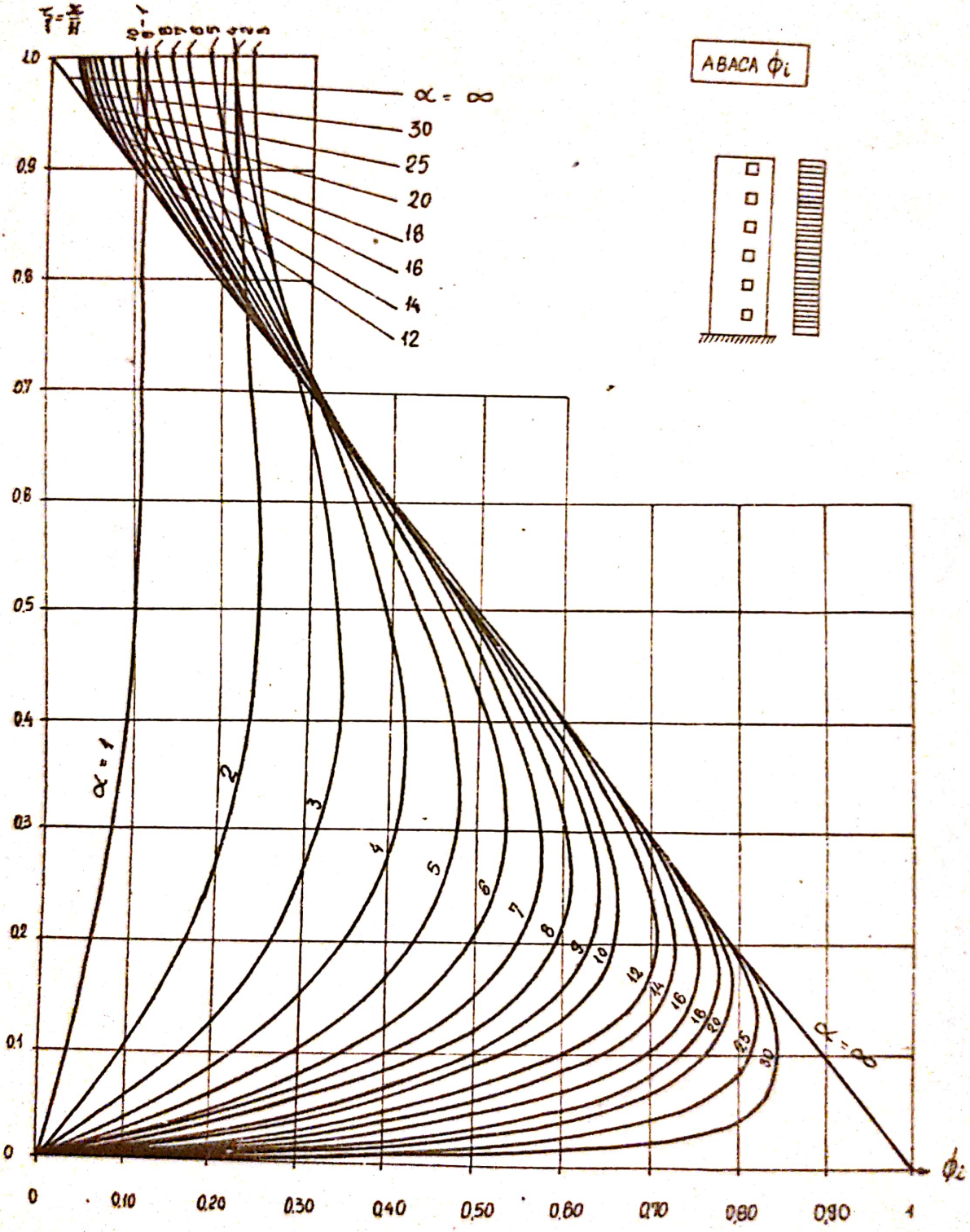
T A B E L

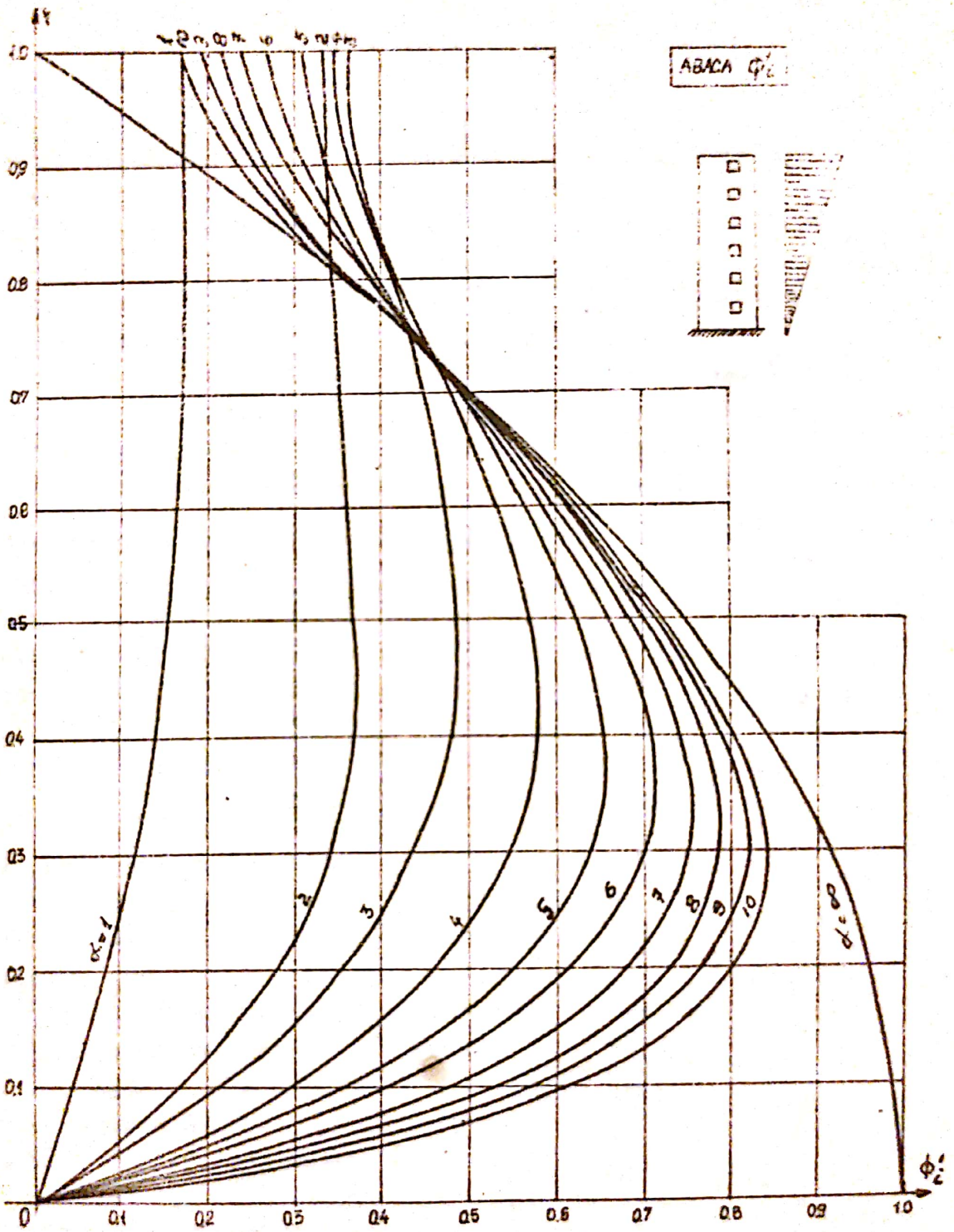
cu modulul de elasticitate E a betonului la compresiune, în Kgf/cm^2 (daN/cm^2)

Tabel 7

Marca betonului	B 75	B.100	B.150	B.200	B.250	B.300	B.400	B.500	B.600
Modulul de elasticitate	155000	190000	230000	265000	290000	315000	350000	380000	400000


MICRORAIONAREA SEISMICĂ A ROMÂNIEI
BERCU
BICSAD
DOMĂNEȘTI
BAIA MARE
ABRAM
PARNITA
ORADEA
CLUJ
TG. MUREȘ
SUCEAVA
IASI
MIRON COSTIN
ROMAN
DRĂNICENI
BACĂU
LUNCAREȘTI
TURNU
ARAD
TIMIȘOARA
DEVA
MORAVITA
TG. SECUIESC
MOȚNITA
PĂULEȘTI
SF. GHEORGHE
MERA
FOCȘANI
FELDIOARA
BRASOV
GALATI
BRĂILA
VĂCAREȘTI
PLOIEȘTI
CĂLNĂȚUI
RUSELU
PITEȘTI
BUCUREȘTI
PIATRA OLT
CRAIOVA
CARACAL
SCĂRIȘOARA
GIURGIU
CONSTANȚA
MANGALIA
6
7
8
9


ABACA ϕ_i
$\frac{x}{H}$
$\alpha = \infty$
30
25
20
18
16
14
12
$\alpha = 1$
2
3
4
5
6
7
8
9
10
12
14
16
18
20
25
30
$\alpha = 0$
ϕ_i
0
0.10
0.20
0.30
0.40
0.50
0.60
0.70
0.80
0.90
1
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
0.6
0.7
0.8
0.9
1.0



Scanned with OKEN Scanner

Grade de intensitate seismică şi caracteristicile lor pentru teritoriul României (după STAS 3684-61)

Gradul	efecte şi comportări ale construcţiilor la solicitările seismice	Fenomene şi modificări în scoarţa pământului şi în regimul apelor	Efectele constatate de observatori
1	Nu sînt avarieri	Nu sînt manifestări	Nu sînt simţite.Oscilaţiile scoarţei sînt înregistrate numai de aparate.
2	Nu sînt avarieri	Nu sînt manifestări	Oscilaţiile se simt în mod izolat de persoane foarte sensibile ,aflate în linişte completă ,în special la etajele superioare ale clădirilor.
3	Nu sînt avarieri	Nu sînt manifestări	Oscilaţiile se simt de puţine persoane aflate în stare de linişte în interiorul clădirilor .Observatorii foarte atenţi constată o uşoară legănare a lămpilor sau obiectelor atîrnate.
4	Nu sînt avarieri	În cazurile izolate sînt posibile crăpături mici în soluri umede (cu un grad de umiditate peste 0,4 conform STAS 1913-61)	Oscilaţiile sînt simţite de majoritatea persoanelor aflate în interiorul clădirilor şi de unele aflate în exterior . În cazuri rare se trezesc cei care dorm . -Uşoară mişcare a obiectelor atîrnate şi a maşinilor imobile . -Uşoară mişcare a lichidelor în vase - Sunet slab produs de pachete(stive)nestabile de vase.

continuare

5	La unele clădiri avarieri uşoare	In soluri umede apar crăpături subţiri -valuri mici (unduiri) în lacurile sau rezervoarele de reţinere a apelor. -In unele cazuri se schimbă debitele izvoarelor	Oscilaţiile se simt de toate persoanele aflate în interiorul clădirilor şi de majoritatea celor din exterior .Cei ce dorm se trezesc . -Animalele se neliniştesc -Obiectele atîrnate se mişcă sensibil .In unele cazuri pendulele din perete se opresc .Apa din vasele pline se revarsă bruse ,iar vesela nestabilă şi obiectele decorative aflate pe rafturi se răstoarnă. -Podelele scîrţîie uşor geamurile trepidează uşor, uşile şi ferestrele deschise liber se mişcă.
6	La unele clădiri din clasa A şi B avarieri importante	In solurile umede apar crăpături subţiri	-Mulţi oameni ies din clădiri manifestînd neliniş - Animalele se agită şi ies din adăposturi - Obiectele atîrnate se clatină ; uneori se deplasează tablouri ; cad din rafturi cărţi ,mobila uşoară se mişcă ,cad vase, multe pendule de perete se opresc . - clopotele în turnuri sună tare.
7	La majoritatea clădirilor din clasa A avarieri importante şi la unele distrugeri.	-Mici crăpături în solurile uscate şi un număr mare de crăpături în solurile umede .	Majoritatea persoanelor fug din încăperi .Se produce în unele cazuri panică . -Deplasarea persoanelor se face cu sprijinire .

continuare

	-La majoritatea clădirilor din clasa B avarieri uşoare şi la unele avarieri importante -La unele clădiri din clasa C uşoare şi la unele avarieri importante. -La unele taluzuri ale terasamentelor se produc rare alunecări şi în cazuri izolate crăpături transversale . -In unele cazuri se produc deranjamente la îmbinarea conductelor -Gardurile de piatră se avariază	-In cazurile izolate alunecări şi surpări neînsemnate locale. -In cazuri izolate se tulbură apa din fîntîni şi rîuri, se produc valuri. -In unele cazuri dispar izvoarele de apă sau apar altele noi .	-Obiectele atîrnate oscilează puternic ; mobila uşoară se deplasează ; cad cărţi,veselă , etc.
8	La unele clădiri din clasa A distrugeri şi la unele prăbuşiri . -La majoritatea clădirilor din clasa B avarieri importante şi la unele distrugeri. -La unele clădiri din clasa C avarieri importante şi la unele distrugeri. -La unele deblee şi ramblee se produc alunecări locale . -La unele conducte se produce ruperea îmbinărilor	-Crăpături în sol de cîţiva centimetri,pe munţilor şi în solurile umede multe crăpături, surpări ,alunecări şi prăbuşiri locale. -Apa în lacuri,rezervoare de reţinere,fîntîni , rîuri se tulbură. -Apar noi izvoare de apă sau dispar cele existente.La unele se schimbă	Toate persoanele fug din încăperi, producîndu-se panică . -Nu se poate ţine echilibrul în picioare decît cu greutate -Mobila se deplasează şi parţial se răstoarnă

continuare

	Monumentele şi statuiele se mişcă şi unele se răstoarnă -Gardurile de piatră se prăbuşesc.	debitul şi nivelul apei (la sursă)	
9	-La majoritatea clădirilor din clasa A distrugeri şi la unele prăbuşiri . -La unele clădiri din clasa B distrugeri şi la unele prăbuşiri de ziduri . -La majoritatea clădirilor din clasa C,avarieri importante şi la unele distrugeri . -In unele cazuri distrugeri ale terasamentelor ;In cazuri izolate strîmbarea şinelor de cale ferată . -Multe crăpături pe îmbrăcămintea drumurilor . -Multe avarii şi ruperi la conducte . -Monumentele şi statuile cad. -Unele turnuri şi coşuri izolate cad .	-Crăpături în sol pînă la 1o cm lungime ,iar pe pante şi malurile rîurilor mai mari de 1o cm . In regiunile muntoase unele alunecări şi prăbuşiri locale . -Apa din fîntîni ,lacuri,bazine se agită puternic. - Apar şi dispar izvoare de apă	Se produce panică mare ; victime. Mobila se răstoarnă şi se distruge . -Animalele devin foarte neliniştite.
1o	La multe clădiri din clasa B prăbuşiri de pereţi. -La multe clădiri din clasa C distrugeri şi la unele prăbuşiri	-Crăpături în sol pe cîţiva decimetri şi unele pînă la 1 m . -Prăbuşiri de stînci în regiunile muntoase şi de maluri de apă şi mare.	-Victime multe -Animalele se agită puternic şi ţipă -Obiectele din clădiri se distrug.

continuare

	-distrugeri considerabile ale terasamentelor şi digurilor . -Strîmbarea locală a şinelor de cale ferată -Distrugeri de conducte . -Multe crăpături şi deformări pe îmbrăcămintea drumurilor . -Coşurile turnurilor,monumentele ,etc. se prăbuşesc	-Valuri mari pe lacuri şi rîuri. -Apar noi lacuri şi rîuri .	-Se rup ramuri de la arbori.
11	Distrugerea totală a clădirilor . -Distrugerea terasamentelor pe întinderi mari -Calea ferată se strîmbă pe lungimi mari . -Conductele se distrug	-Crăpături mari în sol şi deplasar a în verticală a straturilor -Mari prăbuşiri şi scufundări . -Se schimbă puternic regimul în surse şi rezervoare de acumulare şi nivelul apelor subterane. Valuri mari şi revărsări	-Foarte multe victime -Obiectele se distrug prin dărîmarea clădirii .
12	Distrugerea totală a construcţiilor şi clădirilor	-Schimbarea reliefului pe distanţe mari. -Mari prăbuşiri şi alunecări de teren orizontale şi verticale . -Schimbări importante ale regimului apelor de suprafaţă şi subterane ; se formează căderi de apă ,apar lacuri .se schimbă albia rîurilor	O parte importantă a populaţiei piere sub dărîmături Flora şi fauna sînt distruse datorită dislocărilor de teren sau undelor

continuare

	apelor din lacuri, râuri sau mare.

OBSERVATII :

- Efectele şi comportarea construcţiilor la solicitări seismice se referă la construcţiile la care nu s-a prevăzut la proiectarea şi execuţia lor măsuri de protecţie antiseismică.

-Fenomenele şi modificările în scoarţa pământului se referă la terenuri nestabile.

B I B L I O G R A F I E

1. Albigés M. et Goulet I., "Contreventement des bâtiments" Annales de l'Institut Techique du Bâtiment et des Travaux Publics Nr.149 mai Paris 196o

2. Atanasiu Ion - " Cutremurele de pământ din Românis " Bucureşti Editura Acad. 1961.

3. Beleş Aurel, Ifrim M., " Elemente de seismologie inginerească" Bucureşti , Editura tehnică 1962.

4. Ciobanu Gh. " Mecanică teoretică ". Note de curs .Iaşi I,P.I. 1974.

5. Dinescu T., Şandru A. şi Rădulescu C." Cofraje glisante .Tehnică şi utilizări " Bucureşti, Editura tehnică 197o.

6. Drogeanu N., Negoiţă A. " Clădiri civile " vol.I, Editura didactică şi pedagogică , Bucureşti 1964.

7. Focşa Virgil , " Clădiri civile .Pereţi, alcătuire şi calcul". Iaşi, I.P.I. 1971 .

8. Georgescu George ," Proiectarea şi calculul construcţiilor cu structură rigidă la sarcini seismice " Iaşi I.P.I. 1971.

9. Hanganu M. " Construcţii de beton armat" .Bucureşti ,Editura tehnică , 1963.

lo. Ifrim M. " Analiza dinamică a structurilor şi inginerie seismică " . Bucureşti ,Editura didactică şi pedagogică .

11. INCERC Bucureşti , " Indicaţii privind execuţia, alcătuirea şi folosirea cofrajelor plane universale tip CUP-72 .

Scanned with OKEN Scanner

25. Sesan A. , Disconu D., Beuşie V., Ciongradi I., " Asupra repartizării forţelor orizontale pe diafragme la clădiri din panouri mari " Bul.I.P.I. , tom IX (XII)1973.

26. Sesan A. ,Disconu D., Ciongradi I., Iţicovici M şi Groper M. " Studii şi cercetări experimentale privind comportarea dinamică şi seismică a structurilor ". Conf. II-a Internaţ. de Mecanică aplicată , Bucureşti , septembrie 1965.

27. Sesan A. , Disconu D., Ciongradi I. " Metode de studiu şi verificare seismică a structurilor ,prin încercări experimentale la platforme seismice de diferite dimensiuni ".

Congres internaţional de seismologie inginerească - IV.Santiago de Chile ,Ianuarie ,1969.

28. Ţiţanu Em. şi Cişmigiu Al., " Calculul dinamic şi spaţial al construcţiilor la cutremur şi la alte acţiuni laterale".

Rev.Construcţiilor nr.12 ,Bucureşti ,1959.

29. Topa N .,"Calculul diafragmelor cu încastrări elastice avînd un singur şir de goluri " Rev.Construcţiilor Nr.2 Bucureşti , 197o.

3o. B.I.T. 1972 - 1974 .

TABLA DE MATERII

pag.

Prefaţă . . . 3

Cap.I. Considerente generale asupra proiectării şi execuţiei clădirilor înalte cu structură rigidă 8

1.1. Structura "fagure". 1o

1.2. Structure "celulară" 11

1.3. Structura " mixtă" 13

Cap.II. Consideraţii generale asupra tehnologiei de execuţie a clădirilor cu structură rigidă

2.1. Structuri executate în cofraje glisante 24

2.2. Structuri executate în cofraje metalice plane.. 29

2.3. Structuri din panouri mari 31

Cap.III. Alcătuirea elementelor structurii de rezistenţă. Recomandări constructive şi de calcul .

3.1. Alcătuirea pereţilor 36

3.1.1. Pereţi executaţi monolit în cofraje glisante.. 36

3.1.2.Pereţi executaţi monolit în cofraje plane. . . 5o

3.1.3.Pereţi din panouri mari prefabricate 61

3.2. Alcătuirea planşeelor 64

3.2.1.Planşeele construcţiilor executate în cofraje glisante 64

3.2.2.Planşeele construcţiilor executate în cofraje metalice plane 79

3.2.3.Planşee la clădiri din panouri mari 84

3.3. Alcătuiri constructive la scări interioare.. . 85

3.4. Recomandări privind calculul pereţilor portanţi din beton şi beton armat 87

Scanned with OKEN Scanner

CAP.IV. Considerente generale asupra fenomenelor seismice. Structura globului terestru 92

Cap.V. Calculul vibraţiilor construcţiilor etajate . . . 1o1

5.1. Generalităţi 1o1

5.2. Clasificarea mişcărilor vibratorii 1o2

5.3. vibraţiile sistemelor cu un singur grad de libertate şi cu mai multe grade de libertate.. . 1o8

5.3.1. Vibraţiile sistemelor cu un singur grad de libertate 1o9

5.3.2. Vibraţiile sistemelor cu mai multe grade de libertate 113

5.4. Determinarea coef.de echivalenţă "ε" . . . 121

Cap.VI. Consideraţii generale de calcul. Metode de calcul.

6.1. Metoda statică 131

6.2. Metoda dinamică 133

Cap.VII. Determinarea încărcărilor seismice 144

7.1. Consideraţii generale 144

7.2. Determinarea încărcărilor seismice orizontale la un nivel. 144

7.3. Determinarea încărcări seismice totale . . . 148

7.4. Determinarea directă a încărcării seismice totale 149

7.5. Moduri de vibraţie 15o

7.6. Determinarea încărcărilor seismice verticale.. 151

7.7. Determinarea încărcărilor seismice pentru elementele autoportante 153

7.8. Determinarea încărcărilor seismice pentru calculul zonelor de rezemare a îmbinărilor . . . 153

7.9. Grupări de încărcări. 154

7.1o. Verificarea structurilor la acţiunea încărcărilor seismice. 155

7.11. Determinarea efectelor de torsiune 156
7.12. Metode simplificate pentru determinarea încărcărilor seismice 157
7.13. Concluzii pe baza normativului P.13-197o. . . . 158

Cap.VIII. Repartiţia sarcinii seismice 162
8.1. Repartizarea sarcinii seismice totale pe nivele.. 162
8.2. Repartizarea sarcinii orizontale de nivel pe diafragmele verticale 164
8.2.1. Ipoteza I 166
8.2.2. Ipoteza II. 169
8.2.3. Ipoteza III. 17o
8.2.4. Ipoteza IV. 171

Cap.IX. Clasificarea diafragmelor cu goluri 173
9.1. Diafragme cu un sigur şir de goluri 174
9.2. Diafragme cu mai multe şiruri de goluri 176

Cap.X. Evaluarea încărcărilor aferente fiecărei diafragme.. 177
1o.1. Încărcări seismice 177
1o.2. Încărcări gravitaţionale 177

Cap.XI. Verificarea diafragmelor 18o
11.1. Diafragme cu goluri mari 181
11.1.1. Verificarea secţiunilor la eforturi unitare normale 184
11.1.2. Verificarea secţiunilor la eforturi tangenţiale 188
11.1.3. Verificarea rosturilor orizontale 19o
11.1.4. Verificarea rosturilor verticale 191
11.2. Diafragme cu goluri mijlocii 192
11.3. Diafragme cu goluri mici 198

Cap.XII. Determinarea eforturilor în diafragmele cu goluri pe baza metodei Albigés -Goulet. Metodologia de calcul 2o2

12.1. Stabilirea caracteristicilor elasto-geometrice ale diafragmelor 2o4
12.2. Calculul eforturilor la diafragmele cu goluri sub acţiunea unei sarcini unitare 2o8
12.3. Calculul încărcărilor gravitaţionale pentru întreaga construcţie 216
12.4. Stabilirea elementelor necesare pentru evaluarea sarcinii seismice totale 216
12.5. Calculul sarcinii seismice totale 219
12.6. Repartiţia sarcinii seismice pe diafragme .. 219
12.7. Determinarea eforturilor în diafragme sub acţiunea încărcărilor seismice orizontale . . . 22o
12.8. Repartizarea încărcărilor gravitaţionale pe şpaleţii diafragmelor şi determinarea forţelor axiale la fiecare nivel. 222
12.9. Verificarea secţiunilor diafragmelor 223
Cap.XIII. Fundaţiile diafragmelor 23o
Cap.XIV. Calculul curgerii lente şi calculul contracţiei ... 235
Cap.XV. Alcătuirea cofrajelor folosite pentru execuţia clădirilor cu structură rigidă 239
15.1. Cofraje glisante 239
15.1.1. Panourile 24o
15.1.2. Tijele de susţinere 248
15.1.3. Jugurile 25o
15.1.4. Platformele de lucru 258
15.1.5. Instalaţia de ridicare a cofrajului glisant. 261
15.1.6. Cadrele şi suporţii de susţinere 268
15.1.7. Instalaţii anexe 27o
15.2. Cofraje plane universale 28o

15.2.1. Alcătuirea cofrajelor plane tip "CR 1" .. 281
15.2.2. Alcătuirea cofrajelor plane tip "CRs ".. 288
15.2.3. Alcătuirea cofrajelor plane tip " CZ 1".. 288
15.2.4. Alcătuirea cofrajelor plane tip "CK 2".. 288

Cap. XVI. Principii privind folosirea şi dimensionarea cofrajelor 295

16.1. Cofraje glisante 295
16.1.1. Calculul panourilor 296
16.1.2. Determinarea grosimii minime a pereţilor executaţi în cofraje glisante 299
16.1.3. Calculul jugurilor 3oo
16.1.4. Calculul tijelor 3oo
16.1.5. Stabilirea vitezei de glisare 3o1

Cap. XVII. Materiale pentru executarea pereţilor monolit din beton armat .Recomandări pentru punerea în operă 3o6

Anexe 312

Bibliografie . . . . . .

Scanned with OKEN Scanner